



# Lærebok Vegteknologi

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 626



**Tittel**

Lærebok  
Vegteknologi

**Undertittel****Forfatter**

Joralf Aurstad m fl  
(se forfatterliste på side 3)

**Avdeling**

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen

**Seksjon**

Vegteknologi

**Prosjektnummer**

603102

**Rapportnummer**

Nr. 626

**Prosjektleder**

Joralf Aurstad

**Godkjent av**

Leif Bakløkk

**Emneord**

Lærebok, vegteknologi, vegdekker

**Sammendrag**

Det har lenge vært ønske om å samle grunnleggende kunnskap om vegteknologi i ei bok som kan brukes i undervisningssammenheng. Denne læreboka er utarbeidet gjennom etatsprogrammet Varige veger, og er primært tenkt brukt på høyskoler og tilsvarende (bachelor-nivå). Det er også ønskelig/aktuelt å bruke hele eller deler av stoffet på andre nivå og mot andre målgrupper, eksempelvis interne kurs i Statens vegvesen.

Boka har kommet i stand med bidrag fra en rekke fagspesialister, både i og utenfor Statens vegvesen.

**Title**

Textbook  
Road Technology

**Subtitle****Author**

Joralf Aurstad et al  
(see list of authors on page 3)

**Department**

Traffic Safety, Environment and Technology Department

**Section**

Vegteknologi

**Project number**

603102

**Report number**

No. 626

**Project manager**

Joralf Aurstad

**Approved by**

Leif Bakløkk

**Key words**

Textbook, road technology, pavement design

**Summary**

This textbook has been prepared as part of the "Varige veger" project. The main target group is university colleges (bachelor level), but the book may also be useful for other groups/other purposes.

A number of specialists, both within and outside NPRA (Norwegian Public Roads Administration) have contributed to the work on this publication.

# Forord

Vegteknologi handler primært om vegens konstruksjon og oppbygging (overbygningsteknologi). Faget spenner bredt, fra geoteknikk og underbygning via drenering og dimensjonering av dekke- og overbygningstekonstruksjoner til materialteknologi, asfalt og dekkevedlikehold. En viktig del av fagområdet er knyttet til veger og vegdekkers funksjonsegenskaper, herunder bæreevne, jevnhet, friksjon m. m. Vegteknologi omfatter også kvalitetskontroll og laboratorievirksomhet.

Det har lenge vært ønske om å samle grunnleggende kunnskap om vegteknologi i ei bok som kan brukes i undervisningssammenheng. Ofte benyttes Statens vegvesens vegnormal (Håndbok N200 Vegbygging) også som lærebok, selv om den ikke er laget for det formålet.

Statens vegvesen har i sitt etatsprogram «Varige veger» 2011-2015 sterkt vektlagt kompetanseoppbygging/-spredning og rekruttering ([www.vegvesen.no/varigeveger](http://www.vegvesen.no/varigeveger)). Læreboka er utarbeidet gjennom dette prosjektet, og er primært tenkt brukt på høyskoler og tilsvarende (bachelor-nivå). Det er også ønskelig/aktuelt å bruke hele eller deler av stoffet på andre nivå og mot andre målgrupper. Interne kurs i Statens vegvesen vil være gode eksempler i den sammenheng.

Boka har kommet i stand med bidrag fra en rekke fagspesialister, både i og utenfor Statens vegvesen. Arbeidsgruppen vil med dette få takke alle bidragsyterne for uvurderlig bistand. En spesiell takk går til tidligere sjefingeniør i Statens vegvesen og mangeårig faglig pådriver i det norske vegbyggingsmiljøet Geir Refsdal. At denne boka er blitt til er i stor grad hans fortjeneste.

Arbeidsgruppen for utarbeidelse av boka har bestått av:

Joralf Aurstad, Statens vegvesen Vegdirektoratet (leder/redaktør)  
Geir Berntsen, Statens vegvesen Region øst  
Rolf Johansen, Statens vegvesen Vegdirektoratet  
Øystein Myhre, Statens vegvesen Vegdirektoratet  
Geir Refsdal, konsulent/eget firma

Trondheim, juni 2016

Joralf Aurstad

Fotos og illustrasjoner i boka er kreditert med kilde eller opphavsperson så langt dette har vært mulig å oppdrive. Fotos og illustrasjoner uten kreditering er fra Statens vegvesens arkiv, håndbøker etc. og/eller ukjent opphav. Forside: Vindhellavegen i Lærdal ble bygd i 1843 som del av Kongevegen over Filefjell. Vegen ble tildelt Vakre vegers pris 2014. (Foto: Sverre Hjørnevik)



## Forfattere

Følgende personer har vært hovedbidragsytere til læreboka, med ansvar for hele eller deler av de ulike kapitlene:

*Jostein Aksnes*, Statens vegvesen Vegdirektoratet

*Joralf Aurstad*, Statens vegvesen Vegdirektoratet

*Geir Berntsen*, Statens vegvesen Region øst

*Dagfin Gryteselv*, Statens vegvesen Vegdirektoratet

*Rolf Johansen*, Statens vegvesen Vegdirektoratet

*Terje Lindland*, Statens vegvesen Vegdirektoratet

*Øystein Myhre*, Statens vegvesen Vegdirektoratet

*Frode Oset*, Statens vegvesen Vegdirektoratet

*Hanne Bratlie Ottesen*, Statens vegvesen Vegdirektoratet

*Geir Paulsrud*, Statens vegvesen Vegdirektoratet

*Geir Refsdal*, konsulent/eget firma

*Even Sund*, Statens vegvesen Vegdirektoratet

*Ephrem Taddesse*, UiA (Universitetet i Agder)

*Vikas Thakur*, NTNU (Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet)

*Tatek Yideti*, Statens vegvesen Region øst



# Innhold

Forord .....	1
Forfattere .....	3
Innhold .....	5
<b>1 Vegteknologi – en innledning .....</b>	<b>13</b>
1.1 Hva er vegteknologi.....	13
1.2 Vegbyggingens barndom.....	13
1.2.1 Romersk vegbygging .....	13
1.2.2 Vegbygging i Norge.....	14
1.3 Utviklingen av det norske vegnettet .....	15
1.3.1 Det første vegnettet.....	15
1.3.2 Pliktarbeid.....	15
1.3.3 Veglover .....	16
1.3.4 Vegbygging etter 1814 .....	16
1.4 Norsk Vegplan.....	19
1.4.1 1964 – den første Norsk Vegplan .....	19
1.4.2 Kartlegging av vegenes bæreevne.....	20
1.5 Aksellastpolitikk.....	20
1.5.1 Et helhetlig 10 tonns vegnett – vi er ikke der ennå .....	20
1.5.2 Ringtrykk .....	21
1.6 Det norske vegnettet i dag .....	21
1.6.1 Statens vegvesens rolle.....	21
1.6.2 Oversikt over vegnettet.....	21
1.6.3 Moderne norsk vegteknologi .....	22
1.7 Mange utfordringer.....	23
<b>2 Planlegging og styring av vegprosjekter .....</b>	<b>25</b>
2.1 Vegens faser i «livsløpet».....	25
2.2 HMS i alle faser .....	25
2.2.1 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø, SHA .....	25
2.2.2 Ytre miljø, YM .....	26
2.3 Hvordan vegteknologi ivaretas i de forberedende faser .....	27
2.3.1 Generelt.....	27
2.3.2 Tidlig fase - oversiktsplaner.....	27
2.3.3 Reguleringsplan og prosjektering .....	27
2.4 Konkurransesgrunnlag og kontrahering.....	28
2.4.1 Generelt.....	28
2.4.2 Konkurransesgrunnlaget .....	28
2.4.3 Entrepriseform .....	29
2.4.4 Kontraktstype .....	30
2.5 Bygging og oppfølging.....	31
2.6 Drift og vedlikehold, rehabilitering .....	31
<b>3 Underbygning .....</b>	<b>33</b>
3.1 Innledning.....	33
3.2 Materialklassifisering for dimensjonering av overbygning.....	33
3.2.1 Klassifisering av undergrunnen .....	33

3.2.2	<i>Grunnundersøkelser</i> .....	34
3.3	Sentrale geotekniske problemstillinger .....	36
3.3.1	<i>Setninger</i> .....	36
3.3.2	<i>Stabilitet</i> .....	37
3.4	Sikkerhetsprinsipp .....	38
3.5	Prosjekteringsgrunnlag .....	39
3.5.1	<i>Undersøkelser for geoteknikk og vegteknologi</i> .....	39
3.5.2	<i>Laboratorieundersøkelser</i> .....	39
3.6	Grunnforsterkningsmetoder .....	41
3.6.1	<i>Aktuelle metoder for grunnforsterkning</i> .....	41
3.6.2	<i>Ofte benyttede grunnforsterkningsmetoder</i> .....	42
3.6.3	<i>Grunnforsterkningsmetoder med økende anvendelse</i> .....	47
3.6.4	<i>Grunnforsterkningsmetoder for spesielle problemstillinger</i> .....	48
3.7	Fyllinger.....	53
3.7.1	<i>Generelt</i> .....	53
3.7.2	<i>Fyllinger av silt, sand og grus</i> .....	54
3.7.3	<i>Fyllinger av leire</i> .....	54
3.7.4	<i>Fyllinger av sprengt stein</i> .....	55
3.8	Skråninger .....	56
3.8.1	<i>Sikring av skråninger i jord</i> .....	56
3.8.2	<i>Sikring av skråninger mot vann</i> .....	60
<b>4</b>	<b>Vegens oppbygning</b> .....	<b>61</b>
4.1	Påkjenninger – trafikk og klima .....	61
4.1.1	<i>Trafikkklaster</i> .....	61
4.1.2	<i>Klima</i> .....	65
4.1.3	<i>Vegens bæreevne</i> .....	68
4.1.4	<i>Dimensjonerende levetid</i> .....	71
4.2	Vegens oppbygning .....	73
4.2.1	<i>Hovedprinsipper i vegens oppbygning</i> .....	73
4.2.2	<i>Vegdekke</i> .....	73
4.2.3	<i>Bærelag</i> .....	74
4.2.4	<i>Forsterkningslag</i> .....	74
4.2.5	<i>Frostsikringslag</i> .....	75
4.3	Dimensjoneringsprinsipper.....	75
4.3.1	<i>Grunnleggende faktorer</i> .....	76
4.3.2	<i>Empirisk dimensjonering</i> .....	81
4.3.3	<i>Mekanistisk-empirisk (ME) dimensjonering</i> .....	83
4.4	Dimensjonering av vegoverbygninger i Norge .....	87
4.4.1	<i>Utviklingen av det norske dimensjoneringsystemet</i> .....	87
4.4.2	<i>Dimensjonering av fleksibel overbygning etter gjeldende norsk praksis</i> .....	89
4.4.3	<i>Eksempler på bruk av det norske dimensjoneringsystemet</i> .....	94
4.5	Dimensjonering av spesielle vegoverbygninger.....	94
4.5.1	<i>Hvordan kan man vurdere særlig tunge transporter?</i> .....	94
4.5.2	<i>Gang- og sykkelveger, parkeringsplasser og terminalanlegg</i> .....	96
4.5.3	<i>Dimensjonering på særlig svak undergrunn</i> .....	99
<b>5</b>	<b>Materialgenskaper og materialkrav</b> .....	<b>103</b>
5.1	Generelt .....	103
5.2	Produksjon av steinmaterialer .....	103



5.3	Laboratorieanalyser for steinmaterialer.....	105
5.3.1	<i>Kornfordeling</i> .....	107
5.3.2	<i>Kornform</i> .....	110
5.3.3	<i>Los Angeles-metoden</i> .....	111
5.3.4	<i>Knusningsgrad</i> .....	112
5.3.5	<i>Micro-Deval</i> .....	112
5.3.6	<i>Møllemetoden</i> .....	113
5.3.7	<i>Petrografisk analyse</i> .....	114
5.3.8	<i>California Bearing Ratio (CBR)</i> .....	114
5.3.9	<i>Treaksforsøk</i> .....	116
5.4	Krav til materialer i vegoverbygningen.....	118
5.4.1	<i>Generelt</i> .....	118
5.4.2	<i>Bærelag</i> .....	118
5.4.3	<i>Forsterkningslag</i> .....	124
5.4.4	<i>Frostsikringslag</i> .....	128
5.4.5	<i>Fiberduk/filterlag</i> .....	128
<b>6</b>	<b>Asfaltdekker</b> .....	<b>131</b>
6.1	Bindemidler.....	131
6.1.1	<i>Innledning</i> .....	131
6.1.2	<i>Framstilling av bitumen</i> .....	132
6.1.3	<i>Sammensetning av bitumen</i> .....	133
6.1.4	<i>Egenskaper til bitumen</i> .....	134
6.1.5	<i>Bindemiddeltyper</i> .....	135
6.1.6	<i>Krav til bindemidler</i> .....	137
6.1.7	<i>Prøvningsmetoder for bitumen</i> .....	138
6.1.8	<i>Bitumen Test Data Chart</i> .....	148
6.2	Tilslag i asfaltdekker.....	150
6.2.1	<i>Krav til tilslag</i> .....	150
6.2.2	<i>Prøvningsmetoder for tilslag</i> .....	150
6.2.3	<i>Bruk av resirkulert tilslag</i> .....	154
6.3	Tilsetningsstoffer i asfalt.....	154
6.3.1	<i>Fiber</i> .....	154
6.3.2	<i>Polymerer</i> .....	155
6.3.3	<i>Vedheftningsmidler</i> .....	155
6.3.4	<i>Naturasfalt og andre stabiliserende tilsetninger</i> .....	157
6.4	Sammensetning og proporsjonering av asfaltdekker.....	158
6.4.1	<i>Innledning</i> .....	158
6.4.2	<i>Arbeidsresept</i> .....	159
6.4.3	<i>Proporsjonering</i> .....	161
6.4.4	<i>Marshall-metoden</i> .....	162
6.5	Viktige dekkeegenskaper.....	165
6.5.1	<i>Generelt</i> .....	165
6.5.2	<i>Spor og deformasjoner</i> .....	166
6.5.3	<i>Sprekker og krakelering</i> .....	171
6.5.4	<i>Aldring</i> .....	174
6.5.5	<i>Friksjon</i> .....	175
6.5.6	<i>Støy-/akustiske egenskaper</i> .....	176
6.5.7	<i>Lystekniske egenskaper</i> .....	177
6.5.8	<i>Andre miljøegenskaper</i> .....	177

6.6	Dekketyper.....	178
6.6.1	<i>Innledning</i> .....	178
6.6.2	<i>Dekker produsert på vegen</i> .....	178
6.6.3	<i>Dekker produsert i asfaltfabrikker</i> .....	180
6.6.4	<i>Gjenbruk av asfalt</i> .....	189
6.7	Valg av asfaltdekke i praksis .....	190
6.7.1	<i>Generelt</i> .....	190
6.7.2	<i>Vurderinger ved valg av dekketype</i> .....	191
6.7.3	<i>Spesielle forhold som kan påvirke dekkevalget</i> .....	193
6.8	Produksjon, utlegging og kvalitetssikring .....	194
6.8.1	<i>Produksjon</i> .....	195
6.8.2	<i>Transport og utlegging</i> .....	200
6.8.3	<i>Kvalitetssikring</i> .....	205
6.9	Dekkefornyelse .....	208
6.9.1	<i>Årskostnader – utgangspunktet for dekkevalget</i> .....	208
6.9.2	<i>Valg av tiltakstype</i> .....	208
6.9.3	<i>Valg av asfaltdekke ved dekkefornyelser</i> .....	218
6.9.4	<i>Valg av kontraktstype</i> .....	219
<b>7</b>	<b>Andre vegoppbygninger .....</b>	<b>223</b>
7.1	Grusveger.....	223
7.1.1	<i>Grusvegnettet i Norge</i> .....	223
7.1.2	<i>Valg av grusdekke</i> .....	223
7.1.3	<i>Dimensjonering av veg med grusdekke</i> .....	224
7.1.4	<i>Vedlikeholdstiltak</i> .....	225
7.2	Betongveger.....	226
7.2.1	<i>Betongdekker i nordområdene</i> .....	227
7.2.2	<i>Betongdekker i Norge</i> .....	227
7.2.3	<i>Ulike typer betongdekker</i> .....	229
7.2.4	<i>Utforming av fuger</i> .....	229
7.2.5	<i>Dimensjonering av veg med betongdekke</i> .....	230
7.2.6	<i>Vedlikehold av betongdekker</i> .....	232
7.2.7	<i>Valsebetong</i> .....	233
7.3	Veger med belegningsstein og gatestein .....	233
7.3.1	<i>Generelt</i> .....	233
7.3.2	<i>Dimensjonering av veger med dekker av belegningsstein og gatestein</i> .....	235
7.3.3	<i>Vegdekker av belegningsstein</i> .....	236
7.3.4	<i>Vegdekker av gatestein</i> .....	240
<b>8</b>	<b>Tilstandsregistrering.....</b>	<b>245</b>
8.1	Kartlegging av overflatetilstand med målebil .....	245
8.1.1	<i>Måleutstyr</i> .....	245
8.1.2	<i>Sprekker</i> .....	248
8.1.3	<i>Spor</i> .....	248
8.1.4	<i>Jevnhet (IRI)</i> .....	249
8.1.5	<i>Tverrfall</i> .....	249
8.2	Vegbilder .....	250
8.3	Befaring og manuelle kartlegginger .....	251
8.3.1	<i>Dekketilstand</i> .....	251
8.3.2	<i>Drenering</i> .....	252

8.3.3	Lokalkunnskap.....	252
8.4	Bæreevne .....	252
8.4.1	Benkelmansbjelke .....	253
8.4.2	Dynamiske målere - Dynaflect .....	253
8.4.3	Fallodd.....	254
8.4.4	Portabelt fallodd/lettvektsfallodd.....	256
8.4.5	Kontinuerlige nedbøyningsmålere .....	257
8.4.6	Platebelastning.....	258
8.4.7	Dynamic Cone Penetrometer (DCP).....	260
8.5	Georadar .....	261
8.6	Oppgraving og materialanalyser.....	263
8.7	Friksjon.....	264
8.8	Tilstandsutviklingsmodeller .....	265
<b>9</b>	<b>Frostsikring.....</b>	<b>267</b>
9.1	Forutsetninger for problem med frysing og tining .....	267
9.1.1	Frost .....	267
9.1.2	Telefarlige materialer .....	270
9.1.3	Vann .....	272
9.2	Telemekanismen .....	273
9.2.1	Frysing og transport av vann til fryseseonen.....	273
9.2.2	Segresjonspotensial og overlagingstrykk .....	276
9.3	Teleproblemer.....	278
9.3.1	Telehiv.....	279
9.3.2	Telesprekker .....	281
9.3.3	Redusert bæreevne i teleløsningen.....	283
9.3.4	Grusveger.....	285
9.4	Frostsikring.....	285
9.4.1	Krav til frostsikring .....	285
9.4.2	Frostsikringstiltak .....	286
9.4.3	Utførelse av frostsikring.....	293
9.4.4	Frostsikring av stikkrenner .....	295
9.5	Frostteknisk dimensjonering.....	297
9.5.1	Frostsikring med sand, grus, stein .....	297
9.5.2	Frostsikring med lettklinker eller skumglass .....	298
9.5.3	Frostsikring med ekstrudert polystyren (XPS).....	299
9.5.4	Anleggstekniske forhold .....	300
9.6	Ising på veg.....	301
9.6.1	Hvorfor oppstår glatte veger? .....	301
9.6.2	Hvordan kan vegens oppbygning innvirke på isingsfaren? .....	301
<b>10</b>	<b>Drenering .....</b>	<b>305</b>
10.1	Innledning .....	305
10.1.1	Hva er drenering? .....	305
10.1.2	Hvordan vann påvirker vegen .....	305
10.1.3	Funksjonskrav og andre viktige krav .....	306
10.2	Drenering av vegkonstruksjonen .....	307
10.2.1	Finstoff, vanninnhold og bæreevne .....	307
10.2.2	Grunnvannstand og poresug .....	309
10.2.3	Drensforhold i teleløsningen.....	311

10.3	Drenssystemets elementer.....	312
10.3.1	Oversikt .....	312
10.3.2	Valg av drenssystem.....	312
10.3.3	Vegkroppen og vegoverbygningen .....	314
10.3.4	Åpent drenssystem.....	318
10.3.5	Terrenggrøfter og nedføringsrenner .....	320
10.3.6	Rennestein, kantstein mv .....	322
10.3.7	Lukket drenssystem.....	323
10.3.8	Stikkrenner og kulverter.....	326
10.3.9	Kummer, sluk, rister og lokk .....	329
10.4	Fordrøyning og vannrensing .....	331
10.4.1	Regelverk for vannhåndtering og utslipp av vann .....	331
10.4.2	Eksempler på tiltak.....	331
10.5	Beregning av vannmengder .....	334
10.5.1	Generelt.....	334
10.5.2	Beregning av vannmengder ut fra målt nedbør eller målt avrenning.....	335
10.5.3	Den rasjonelle formel for beregning av avrenning fra små felt.....	336
10.5.4	Eksempel på bruk av den rasjonelle formel .....	340
10.5.5	Usikkerheter ved bruk av den rasjonelle metoden .....	340
10.5.6	Beregning av avrenning fra store felt .....	341
10.5.7	Akseptkriterier.....	341
10.6	Dimensjonering av kulverter og stikkrenner.....	342
10.6.1	Behov for sammensatte beregninger .....	342
10.6.2	Noen strømningsstekniske begreper .....	342
10.6.3	Kulvertstrømning, hydraulisk kontroll.....	343
10.6.4	Kapasitetsberegning, generelt.....	345
10.6.5	Kapasitetsberegning ved innløpskontroll.....	346
10.6.6	Eksempel på bruk av dimensjonsløst kapasitetsdiagram.....	347
10.6.7	Kapasitetsberegning ved utløpskontroll.....	349
10.6.8	Usikkerheter og minimumsdimensjonering.....	349
10.7	Sikring av avvanningssystem.....	350
10.7.1	Erosjonssikring av vegskråninger.....	350
10.7.2	Erosjonssikring i elver og bekker.....	351
10.7.3	Frostsikring av drenssystemet.....	352
10.8	Spesielle tema i tilknytning til drens- og ledningssystem.....	352
10.8.1	Forhold til andre aktører og etater .....	352
10.8.2	Plassering av kabler og ledninger, kummer og lokk.....	352
10.8.3	Plassering av kabler, VA-ledninger mv. i grøftetverrsnittet .....	353
10.9	Planlegging av drens- og overvannssystem .....	354
10.9.1	Drensplanlegging på ulike plannivå .....	354
10.9.2	Forarbeid og deloppgaver .....	355
10.9.3	Drensplaner, arbeidstegninger .....	356
10.9.4	Tredimensjonale modeller (3D) for drenssystem.....	360
<b>11</b>	<b>Forsterkning av veger .....</b>	<b>363</b>
11.1	Innledning .....	363
11.1.1	Hva er forsterkning? .....	363
11.1.2	Aksellastsituasjonen på det norske vegnettet .....	364
11.2	Dimensjoneringssystemet i Håndbok N200.....	365
11.2.1	Tilstandsmålinger.....	365

11.2.2	<i>Dekkelevetid som utgangspunkt for å bestemme forsterkningsbehovet</i> .....	367
11.3	Internasjonale dimensjoneringsystemer .....	370
11.3.1	<i>Generelt</i> .....	370
11.3.2	<i>AASHTO Pavement ME Design</i> .....	370
11.3.3	<i>Dynatest Elmod 6</i> .....	371
11.3.4	<i>Roadscanners Road Doctor</i> .....	371
11.3.5	<i>PMS Objekt</i> .....	371
11.4	Hjelpemidler for å avklare riktig forsterkningstiltak .....	372
11.4.1	<i>Befaring og kontakt med lokalkjente personer</i> .....	372
11.4.2	<i>Statens vegvesens egne dataregistre</i> .....	375
11.4.3	<i>Bæreevnmålinger</i> .....	377
11.4.4	<i>Oppgraving for bestemmelse av materialer og lagtykkelser i vegen</i> .....	380
11.4.5	<i>Georadar</i> .....	381
11.5	Grunnlag for valg av tiltak .....	382
11.5.1	<i>Inndeling i delstrekninger</i> .....	382
11.5.2	<i>Forhold det er viktig å ta hensyn til</i> .....	382
11.5.3	<i>Ujevnt telehiv – en spesiell utfordring</i> .....	383
11.6	Beskrivelser av mulige forsterkningstiltak .....	384
11.6.1	<i>Drenstiltak</i> .....	384
11.6.2	<i>Nye bærelag</i> .....	388
11.6.3	<i>Stabilisering</i> .....	391
11.6.4	<i>Masseutskifting</i> .....	392
11.6.5	<i>Kantforsterkning</i> .....	394
11.6.6	<i>Andre tiltak</i> .....	397
11.7	Tiltak som bedrer geometri og dekketilstand .....	397
11.7.1	<i>Oppretting, fresing og nytt dekke</i> .....	398
11.7.2	<i>Breddeutvidelse</i> .....	399
11.7.3	<i>Utkilinger</i> .....	400
11.7.4	<i>Armering</i> .....	401
11.7.5	<i>Tiltak mot telehiv og iskjøving</i> .....	403
11.8	Forsterkning for økning av tillatt aksellast .....	405
11.9	Forsterkning av grusveger .....	407
11.9.1	<i>Bestemmelse av forsterkningsbehovet</i> .....	407
11.9.2	<i>Aktuelle forsterkningstiltak</i> .....	407
11.10	Eksempel på et utført forsterkningsarbeid .....	408
11.10.1	<i>Grunnlagsdata</i> .....	408
11.10.2	<i>Hvor er svakheten i konstruksjonen?</i> .....	409
11.10.3	<i>Valgt forsterkning</i> .....	410
<b>12</b>	<b>Drift og vedlikehold</b> .....	<b>413</b>
12.1	<i>Generelt</i> .....	413
12.2	<i>Sammenhengen mellom planlegging, bygging og drift/vedlikehold</i> .....	414
12.3	<i>Standard for drift og vedlikehold</i> .....	415
12.4	<i>Vedlikeholdsetterslep</i> .....	417
<b>Vedlegg 1</b>	<b>Dimensjoneringsseksempler</b> .....	<b>419</b>



# 1 Vegteknologi – en innledning

## 1.1 Hva er vegteknologi

Vegteknologi handler om vegens konstruksjon og oppbygning (overbygningsteknologi), i tillegg til drift og vedlikehold. Vegteknologi spenner over blant annet asfaltteknologi, dimensjonering av dekke- og overbygningsskonstruksjoner og vedlikehold.

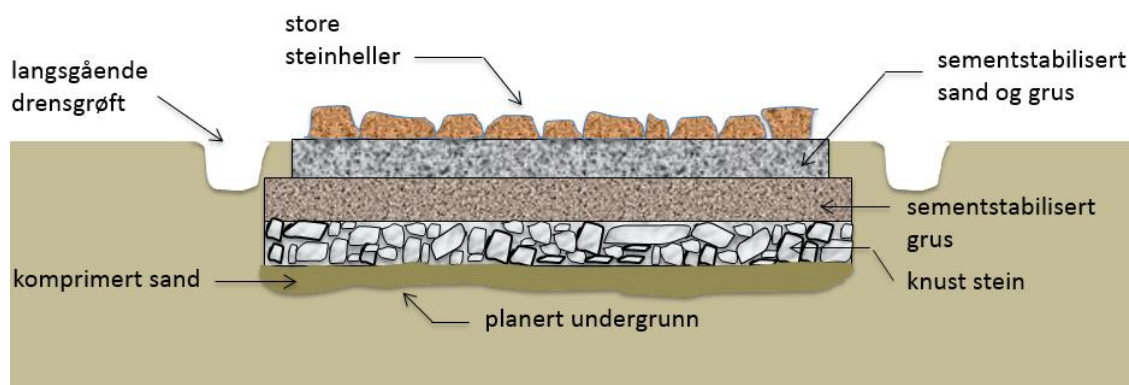
En viktig del av fagområdet er knyttet til veger og vegdekkers funksjonsegenskaper, herunder måling av bæreevne, spor, jevnhet, friksjon, akustiske egenskaper (støy) mm. Vegteknologi omfatter også kvalitetskontroll og laboratorievirksomhet.

## 1.2 Vegbyggingens barndom

Om kring 2000 f.Kr. ble de tidligste kjørbare vegene anlagt i Mesopotamia og senere også i Egypt og Hellas, men dette var hovedsakelig på korte strekninger, fra et produksjonssted til nærmeste havn, eller til nærliggende byer eller tettsteder.

### 1.2.1 Romersk vegbygging

Romerriket var den første staten som anla et riksdekkende nett av kjørbare veger over lange strekninger for å binde de forskjellige delene av riket sammen. Vegene fantes i tre kategorier: jordveger, grusveger og veger brolagt med tilhuggede stener.



Figur 1.1 Oppbygning av de mest trafikkerte veger i Romerriket (Ill.: Geir Refsdal)



Figur 1.2 Via Appia – rester av den 560 km lange vegen som forbinder Roma med Sør-Italia finnes fremdeles i sin opprinnelige form

I alt ble det bygget ca. 290 000 km med romerske veger. Et underlag av komprimert jord ble dekket med et tynt lag med stein og mørtel. Over denne mørtelen lå et gruslag, og som kjøredekke ble det lagt ut steinheller.

### 1.2.2 Vegbygging i Norge

De vegkonstruksjoner som har overlevd lengst er brukonstruksjoner av stein, som vi har eksempler fra alt fra Harald Hårfagres tid, se figur 1.3.



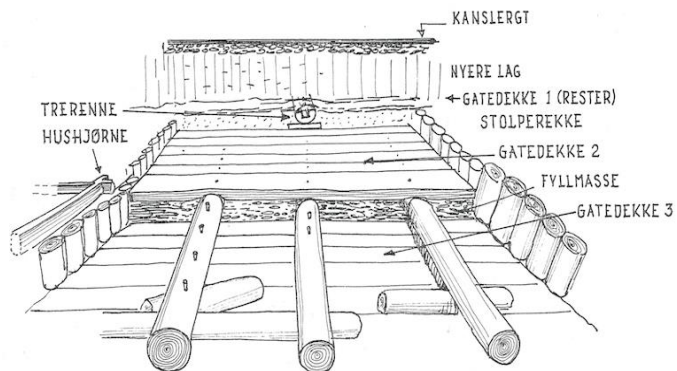
Figur 1.3 Norges eldste bru, Hjallarbrua i Rogaland, fra ca. år 1050 /4/



Figur 1.4 Etter lang tids erosjon og ferdsel av folk og hester har hulveger fått sin forsenkede U-form. (Foto: NRK Telemark/Vegen og vi, nr. 3/2014)

De fleste trekonstruksjoner er nå borte, men med gunstige konserveringsforhold kan også disse overleve lenge, slik eksempelet i figur 1.5 viser.





Figur 1.5 *Brulagt gate i det gamle Oslo (ca. år 1000). Gatedekket består av planker lagt på tvers over og naglet til langsgående bærebjelker av rundtømmer (skisse: Ola Øgar Svendsen, Tidsskriftet St. Halvard)*

## 1.3 Utviklingen av det norske vegnett

### 1.3.1 Det første vegnett

Da utsendingene skulle reise fra de ulike deler av Norge for å møtes til Riksforsamlingen på Eidsvold våren 1814, måtte de reise frem på skrøpelige og vårblyte veger i den verste teleløsningen frem til Carsten Ankers hovedbygning på Eidsvold.

De fem utsendingene som dro fra Bergen kunne ha seilt langs kysten. Norge var et vegløst samfunn, så å dra over land var noe man helst ikke gjorde. På grunn av risikoen for å bli liggende værfast i lengre tid valgte de likevel å bli rodd inn Sognefjorden til Lærdal. Det var skyssplikt for småbønder og fiskere langs fjorden, og når fintfolk trengte transport var de nødt til å slippe det de hadde i hendene og ro. Det tok fire dager inn til Lærdal, og derifra reiste følget videre elleve dager på hest og til fots over over Filefjell og Valdres til Eidsvold.

Noen egentlige veger fantes det lite av på den tiden. Det meste av varetransporten og samferdselen i Norge gikk med båter langs kysten eller på elver og innsjøer, og mangelen på kjøreveger var grunnen til at alle tidlige bydannelser i Norge oppsto ved gode havner. Den nye bergverksindustrien og annen virksomhet på 1600-tallet hadde imidlertid resultert i noen kjøreveger, blant annet vår aller første mellom Kongsberg og Hokksund for transport mellom Kongsberg Sølvverk og nærmeste havn, som ble bygget 1625-1630 og forlenget til Drammen og Christiania i 1650.

Tross noen nye kjøreveger og nye kjøretøyer med hjul i det 18. århundre, var sledene ennå landets viktigste transportredskap. Med sleder – og på vinterføre – foregikk den største og viktigste ferdselen, og sledene spilte dessuten fremdeles en viktig rolle også på sommerføre over store deler av landet.

### 1.3.2 Pliktarbeid

Det var nedfelt i de gamle veglovene at bøndene hadde ansvaret både for å holde vegene ved like og å skaffe skyss for vegfarende. Bøndene syntes selv de hadde lite nytte av vegene, for tungkjøring gjorde de unna på vinteren, og om sommeren kunne de bruke kløv eller slep. Bøndene var derfor helt uinteressert i vegarbeid og vegbygging. Nye og bedre veger førte bare til større skyssplikt, mer post, flere «hovmenn» på besøk og større militære gjennommarsjer med tilsvarende behov for innkvartering. Nei, jo dårligere veger, jo bedre.

Det var først med innpasset til poteten og andre rotfrukter på slutten av 1700-tallet at bondens grunninnstilling til vegspørsmål ble endret. Poteten hadde bare interesse i større kvanta, og etter

hvert som den slo gjennom i jordbruket og fikk en vesentlig del av kostholdet bidro den til at bonden gikk over fra slede til vognkjøring. Bonden fikk da en egeninteresse av gode veger.

### 1.3.3 Veglover

Gulatingloven (før år 900) gjaldt for store deler av Vestlandet. Denne loven har den første vegnormalen; *vegen skulle ha en bredde lik lengden på et spyd.*

Magnus Lagabøters Landslov fra 1274, som i hovedtrekk gjaldt helt til 1824, fastla at

- vegbredden skal være 8 alen (ca. 4,0 m)
- vegen skal være ryddet for kvist og store steiner
- dersom en vandrer eller rytter på vegen tar seg frem utenom og tråkker ned bondens åker og eng, da skal han bøte
- dersom han ødelegger en bro skal han selv bygge den opp igjen, like bra som før, og bøte med en mark sølv til eieren
- bøndene skal møte på vegarbeid i perioder da det ikke er til hinder for gårdsarbeidet
- vegene skal vedlikeholdes slik at de er farbare både til sledefart og til ridning, så vel vinter som sommer

Vegloven av 1824 etablerte klare bestemmelser om vegbredde og andre krav til vegbygging. For hovedvegen (regionveger) var det et krav om 5 m bredde, mens kravet til bredden på bygdeveger (kirkeveger og tingveger) var 3,75 m.

Trafikkøkningen fra midten av 1800-tallet kom etter at vegloven av 1851 ble innført. Men helst var det nok den høyst respekterte vegassistenten C. W. Bergh, sammen med matematikklærer og samfunnsinnovatør O. J. Broch, som hadde overbevist byråkrater og politikere om at Norge trengte bedre infrastruktur. Dette ble grunnlagt gjennom matematiske beregninger både om trafikkdata og vegens bæreevne, friksjon på ulike vegbaner mv.

Større bruarbeider skulle nå utføres i entrepriser etter anbud, selv om vegen for øvrig ble bygget og vedlikeholdt av bøndene som ubetalt pliktarbeid. Denne vegloven var bygget på et vedlikehold basert på naturalarbeid, men på 1920-tallet ble vegvoktere ansatt i større omfang. Det var først med den nye vegloven i 1912 at det ble åpnet for vedlikehold med leiet betalt hjelp i stedet for pliktarbeid for bøndene. Så sent som i 1935 var 6 % av vedlikeholdet på offentlige veger naturalarbeid, men det gjaldt nesten bare bygdeveger.

### 1.3.4 Vegbygging etter 1814

#### *Det franske prinsipp*

I perioden 1770-1850 var det franske prinsipp gjeldende for vegbyggingen, det vil si rette linjer og dermed ofte store stigninger, behov for tørrmurer og gode bærelag.



Figur 1.6 Det franske prinsipp – rette veglinjer. Til høyre et parti fra den Trondhjemske Kongeveg mellom Christiania og Minnesund, som ble anlagt 1770-1800 /4/

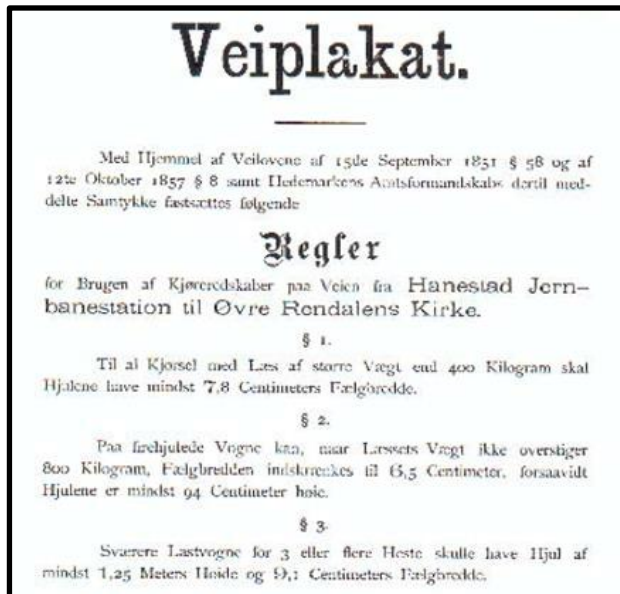


Figur 1.7 Fra Carl Johans veg mellom Verdal og Jämtland, bygget som kjøreveg i 1835. I dag en populær fotturistrute. T.h. en av mange tidstypiske steinhvelvbruer langs traseen. (Foto: Joralf Aurstad)

### Chausséperioden

Perioden fra 1850 til 1912 var chausséperioden. Da skulle linjeføringen være myk, og stigningene ikke for bratte. Med hest og vogn skulle det ikke være for tungt for hesten.

Fra 1850 og utover var man opptatt av å begrense skadene som de nye vognene medførte og derfor ønsket man å sette begrensninger på belastningen både i forhold til hjulhøyde og felgbredde (dvs. «ringtrykk»). Reglene ble kunngjort på «vegplakater» og gjaldt for den enkelte strekning. Et eksempel er vist i figur 1.8.



Figur 1.8 Lastbegrensninger på veien fra Hanestad jernbanestasjon til Øvre Rendalen kirke, med hjemmel i veiloven av 1851

Styrekommisjonens Navn.	Militerære.	Betalt for.	Anmærkninger om Veiens Beskaffenhed m. m.
Kongsvold.	1	1 1/4	<p>Anmærkninger om Veiens Beskaffenhed m. m.</p> <p><b>Kongsvold;</b>            Når man reiser nordover betales for 1 1/4 Mil, men sydover for 1 Mil. Mellom dette og forrige Skifte passeres det høieste af Fjeldet, hvorover Reisen gaaer, og herfra kan man see Sneehætten, Dovres høieste Tinde, naar det er klart Veir eller stærk Vind, da Sneehætten ellers er indhyllt i Skyer og Taage. Omtrent midt imellem disse Skifter er ogsaa Stiftsdelet. Veien er fra Jerkin en god Fjerding steil og brat, men siden let. Man behøver 1 1/2 Time. Dette Skifte gjør Jerkin Rangen stridig i Henseende til Godhed og Bequemmelighed. Gjestgiveren har 2de smukke Døttre.</p>

Figur 1.9 Fra «Praktisk Lomme-Reiseroute» fra Christiania til Trondhjem (1840) - datidens NAF-Veibok

### Vegvesenet bygges ut som en egen etat

Fra 1861 var det militæret (Ingeniørbrigaden) som hadde stått for de offentlige arbeidene på vegnettet, men i 1864 ble det bestemt at Vegvesenet skulle bygges ut som en egen etat og vegdirektørembetet ble opprettet. Fra den tid begynte det også å komme sivile ingeniører.

Selv om asfalt og betong er de vegdekkene som til slutt er blitt nesten enerådende, er det gjennom tidene også gjort forsøk med andre dekketyper, som murstein og trekubb. Det siste ble lagt i flere gater i Oslo ved århundreskiftet, og da særlig på steder i byen hvor det var viktig å redusere støyen som hestetrafikk forårsaket på brustein. Ved Universitetet på Karl Johans gate lå et slikt dekke i mange år.



Figur 1.10 Legging av trekubb som vegdekke i Christiania, i krysset Kirkegaten-Prinsens gate ca. 1913. (Oslo Byarkiv, fotograf ukjent)

### 1912 – biltrafikken overtar

Den aller første asfalten i Norge ble lagt i Rådhusgaten i Christiania ved århundreskiftet – ikke i gaten, men på fortauet. Med asfalt i gaten mente man at det ville det bli for glatt for hestene. Utover på 1920-tallet ble bilene en faktor som bestemte vegutbyggingen og oppbyggingen av vegene. Vegbreddene økte, slik at biler kunne møte hverandre, men det var først et stykke utpå 1930-tallet at man begynte å tenke på å bygge noe annet enn grusveger. På grusvegene var dessuten totalvekten på kjøretøyene begrenset til 2 tonn, noe som ikke var i samsvar med utviklingen i bilteknologien.

Det var lenge en kamp mellom de som var tilhengere av grusveger og de som mente fremtiden var «faste dekker». Da Veglaboratoriet ble opprettet i 1937 var fokus både på hvordan man kunne forbedre grusdekkene og på hvordan faste dekker kunne legges.

Det første forsøket med bitumen blandet i grus skjedde ved Melløs i Moss i 1928, og dette er starten på de moderne vegdekkene i Norge. Ellers var forsøksperioden i 1930-årene preget av forsøk med steindekker i Østfold (lokal steinindustri), asfaltdekker i Akershus (flere asfaltfirmaer) og betongdekker i Vestfold (nærhet til Dalen Portland i Brevik).

I 1938 var det ikke lagt mer enn 349 km med asfaltdekker i Norge. Selv om starten på ombyggingen av grusveger til veg med asfaltdekker på riksvegene startet på 1930-tallet, er asfalt i stor grad et 1950- og 1960-talls fenomen. Og på fylkesvegene kom asfalten enda senere.

Motorvogntrafikk var dessuten lenge et sommerfenomen. Etter mange års forsøk med brøyteutstyr greide man fra 1928 å holde riksvegene åpne om vinteren.

## 1.4 Norsk Vegplan

### 1.4.1 1964 – den første Norsk Vegplan

Den sterke veksten i vegtrafikken etter 1960 fant sted på et vegnett som ikke på noen måte var beregnet på massebilisme. Det norske vegnettet befant seg rett og slett i en elendig forfatning i 1960. Store deler av vegnettet var bygd for hest og vogn og mer enn 80 prosent av riksvegnettet var grusveger som for en stor del var bygd før 1912. Bare omkring de største byene var riksvegene asfaltert. Det øvrige riksvegnettet gikk nærmest i oppløsning og ble forvandlet til

krøtterstier i teleløsningen. Veginvesteringer var ikke prioritert av regjeringen på 1940- og 1950-tallet.

Denne situasjonen krevde at noe ble gjort, og den første Norsk Vegplan ble lagt frem i 1964. Siden er planen revidert hvert fjerde år av Stortinget samtidig med øvrige rammeplaner for samferdselssektoren. Investeringsprogrammet legges opp for fire år, og med et langtidsperspektiv på ti år.

Transportetatene (Statens vegvesen, Jernbaneverket, Kystverket og Avinor) utarbeider i dag en felles transportplan, Nasjonal transportplan (NTP).

### 1.4.2 Kartlegging av vegenes bæreevne

Det var stort fokus på vegenes bæreevne i de første vegplanene. Fordi mange veger kun var tillatt for 8 tonn aksellast, var det behov for å få skrevet opp eller forsterket vegene til 10 tonn.

På 1970-tallet ble bæreevnen på samtlige riks- og fylkesveger målt som en del av Norsk vegplan ved hjelp av Benkelmansbjelken. Med denne kunne man måle nedsynkningen under et lastebilhjul og overføre dette til den aksellast vegen kunne tillates for.

På 1980-tallet ble undersøkelsen gjentatt, men nå med måleutstyret Dynaflect, som målte svingningene under et belastet hjul.

Disse målingene var en viktig teknisk del av Norsk Vegplan og bidro til en god kjennskap til vegenes bæreevne og behovet for forsterkninger.



Figur 1.11 Benkelmansbjelke (t.v.) og Dynaflect (t.h.). Utstyret ble benyttet for å måle bæreevnen på vegene som en del av Norsk Vegplan på 1970- og 1980-tallet;

## 1.5 Aksellastpolitikk

### 1.5.1 Et helhetlig 10 tonns vegnett – vi er ikke der ennå

Selv om våre vegnormaler fra 1945 tilsa at nye veger skulle dimensjoneres for en tillatt aksellast på 10 tonn, så var det ingen riksveger tillatt for mer enn 8 tonn aksellast i 1960. På 8 tonnsvegene var det til og med mange veger som fikk tillatt aksellast satt ned til 6 tonn eller lavere i teleløsningen, dvs. i en to måneders periode. I dag er alle riksveger tillatt for 10 tonn aksellast, men så sent som i 1980 var andelen med 10 tonn-veger bare ca. 15 %.

## ***Telestriksjoner***

Frem til 1995 var det vanlig å innføre aksellastrestriksjoner i teleløsningen. I 1994 omfattet dette 55 % av 10 tonns-vegene. Teleløsningsrestriksjonene ble imidlertid opphevet på alle riks- og fylkesveger fra og med 1995, mot at vegvesenet fikk kompensert for den reduserte dekkelevetiden dette medførte.



Figur 1.12 Fram til og med 1994 ble aksellastrestriksjoner innført i teleløsningen

## **1.5.2 Ringtrykk**

Tillatt ringtrykk i Norge har vært  $9,0 \text{ kg/cm}^2$  siden 1978, men før dette var det  $7,0 \text{ kg/cm}^2$ . Vi har sett at man var veldig bevisst på felgbredden på vognen på 1850-tallet for å hindre for store skader på grusvegen (se figur 1.8).

Opptredende ringtrykk er fremdeles en parameter som har innvirket på dimensjoneringen av norske veger, men det stilles ikke lenger krav til maksimalt tillatt ringtrykk på samme måte som for tillatt aksellast.

## **1.6 Det norske vegnettet i dag**

### **1.6.1 Statens vegvesens rolle**

Statens vegvesen består i dag av Vegdirektoratet og fem regioner (nord, midt, vest, sør og øst). Rammene for vegvesenets oppdrag er gitt gjennom

- Vegloven av 1963
- Vegtrafikkloven av 1965
- Instruks fastsatt av Samferdselsdepartementet med hjemmel i vegloven

Statens vegvesen planlegger, bygger, drifter og vedlikeholder riks- og fylkesvegene i Norge. Fylkeskommunene er eier av fylkesvegene, men Statens vegvesen forvalter disse på vegne av fylkeskommunen.

Statens vegvesen har siden 2003 ikke hatt noen egen produksjon/anleggsavdeling. Alle arbeider blir lagt ut på tilbud, og entreprenører blir valgt etter konkurranse.

### **1.6.2 Oversikt over vegnettet**

Den offentlige norske vegnettet består i dag av

- 10 500 km riksveger (tidligere stamveger)
- 44 000 km fylkesveger
- 38 000 km kommunale veger

Det finnes i tillegg et privat vegnett på ca. 125 000 km, bl.a. skogsbilveger.

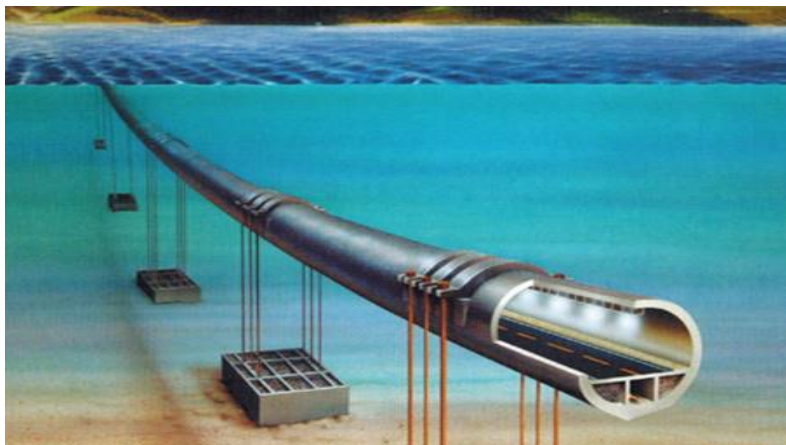
### 1.6.3 Moderne norsk vegteknologi

For å få frem et moderne vegnett i Norge har det vært nødvendig å bygge et stort antall tunneler og bruer hvor mye av teknologiutviklingen har måttet skje i Norge. De store bruene er kanskje de mest synlige illustrasjonene på ingeniørkunsten. Tunnelbyggingen utviklet seg betydelig etter 1960, fra det helt enkle «et hull i fjellet» til dagens moderne vegtunneler med vann- og rassikring, god belysning og ventilasjon.

Et særtrekk ved det nye norske vegsystemet er den utstrakte bruken av undersjøiske fjelltunneler. Den første undersjøiske fjelltunnelen i Norge ble bygget til Vardø, og ble åpnet i 1982. Dette arbeidet dannet grunnlaget for de tekniske løsningene og retningslinjene for byggingen av de tallrike undersjøiske tunnelene i Norge på 1980- og 1990-tallet.



*Figur 1.13 Atlanterhavsvegen (fv. 64) i Møre og Romsdal er en del av prosjektet «Nasjonale turistveger». Vegen ble åpnet i 1989, og er senere kåret til århundrets byggverk i Norge 1905-2005.*

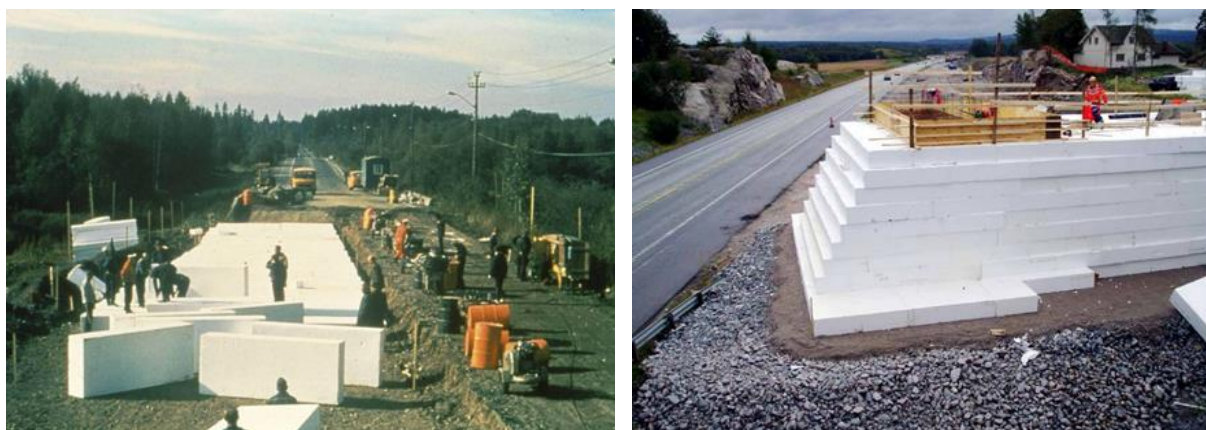


*Figur 1.14 Rørbru er et av alternativene for E39s kryssning av Sognefjorden (3700 m)*



Konseptet rørbruer er utviklet i Norge. Mens kostnaden for en hengebru øker betydelig med lengden, vil kostnaden for en rørbru bli nær proporsjonal med lengden, og den kan derfor konkurrere med hengebruer når lengdene går over 1-2 km. Kanskje blir Norge det første landet til å bygge en slik rørbru.

Veglaboratoriet i Norge utviklet også den første bruken av superlette fyllinger av ekspandert polystyren (EPS eller «Isopor»), som ofte kan erstatte en brukonstruksjon på dårlig grunn. Den første superlette vegen ble bygget i 1972, og metoden er siden blitt standard byggeteknikk også utenfor Norge. Federal Highway Association i USA har vurdert bruken av denne norske metoden som en av de fem største fremskrittene i vegteknologien i det 20. århundret.



*Figur 1.15 Verdens første EPS-fylling under bygging på Strømsvegen (rv. 159) utenfor Oslo i 1972. Høye vegfyllinger kan bygges av EPS (Foto: Statens vegvesen). T.h. fundamenteres et brufundament direkte i en EPS-fylling. (Foto: Tor Helge Johansen)*

## 1.7 Mange utfordringer

For trafikantene er fremkommeligheten viktig, og manglende vegstandard (vegbredder, linjeføring m m) er åpenbare for alle som ferdes på norske veger. I det hele tatt er det mange utfordringer å ta tak i framover, rettet både mot vegeier og trafikanter. Noen eksempler:

- Forfallet (etterslepet) på det eksisterende vegnettet må ikke bare stoppes, det må lukkes. Det vil si at det må investeres i en teknisk oppgradering av det eksisterende vegnettet.
- Det er fremdeles mange veger (fylkesveger) der det kun er tillatt å kjøre med 8 tonn tillatt aksellast. Målet er å få alle fylkesveger opp i 10 tonn tillatt aksellast.
- Levetiden på asfaltdekkene har økt betydelig fra 1990 til 2010 (ca. 80 %), men potensialet er ikke tatt ut. Et asfaltdekke på en «vanlig riksveg» bør kunne holde i bortimot 20 år, og der er vi ikke i dag.
- Det må bygges for forventet fremtidig klimautvikling/-endring.
- Vegnormaler og håndbøker må videreutvikles for oppdatering mht. metoder og materialer.

- De gode verktøyene vi har for tilstandsregistrering på vegdekkene må videreutvikles.
- Mange veger har dårlig kjørekomfort i teleløsningen. Det er kostbart å rette på slike forhold når vegen først er bygget, men i mange tilfelle må det gjøres. For nye veger er det viktig at frostsikring blir bygget inn, selv ved lave trafikk tall (ÅDT).
- I Norge er dimensjoneringen av vegoverbygningen basert på katalogdesign og er ganske røff, men også ganske robust. Vi har behov for å få utviklet et dimensjoneringsystem der vi kan benytte all den detaljkunnskap vi sitter inne med om trafikkbelastning, materialer og klima (analytisk dimensjonering).

## Referanser

- /1/ Mentz Schulerud, *Kongevei og fantasi*. J.W. Cappelens forlag 1974.
- /2/ Sverre Knudsen, *Veier til modernisering*, Pax forlag, 2009 (for perioden 1845 – 1912).
- /3/ Pål Nygaard, *Store drømmer – harde realiteter. Veier og biltrafikk i Norge 1912 – 1960*, Pax forlag, 2014.
- /4/ Sverre Knutsen og Knut Boge, *Norsk vegpolitikk etter 1960 - stykkevis og delt?* J.W. Cappelens Forlag, 2005.
- /5/ Georg Daniel Barth Johnson, *Haandbog for Veiofficianter*, (lærebok i vegfaget, basert på en studiereise til Skottland, England, Belgia, Tyskland, Nederland, Danmark og Sverige), 1839.
- /6/ Statens vegvesen, *Sluttrapport for etatsatsingsområdet Bedre utnyttelse av vegens bæreevne*, Publikasjon nr. 75, Vegdirektoratet 1994.
- /7/ Olav Søfteland, *Veghistorie – eit lite glimt med nokre kulturminne*, Statens vegvesens kulturminnekonferanse 16. april 2009 (PowerPoint).

## 2 Planlegging og styring av vegprosjekter

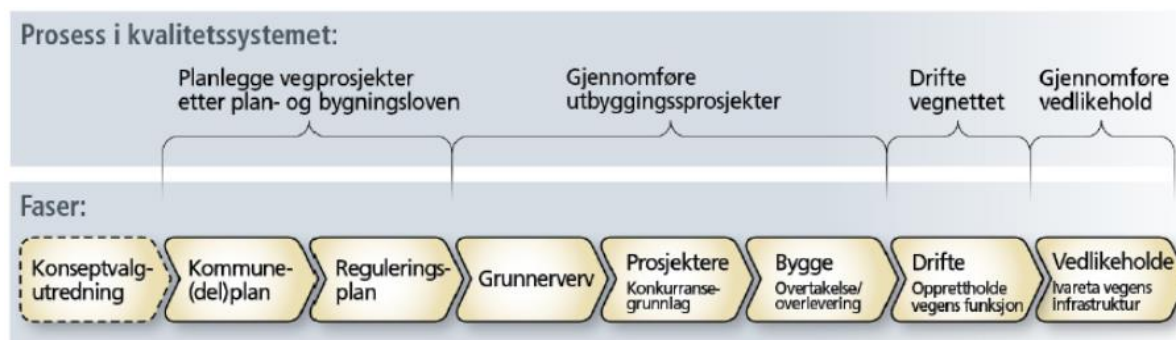
### 2.1 Vegens faser i «livsløpet»

Statens vegvesen gjennomfører sine prosjekter iht. Håndbok R760 /1/. Her er det beskrevet hva som kreves i de forskjellige faser av utredning, planlegging, prosjektering (konkurransesgrunnlag for bygging), bygging, drift og vedlikehold.



Figur 2.1 Håndbok R760 Styring av vegprosjekter /1/

Arbeidsgangen og arbeidsoppgavene er videre beskrevet i etatens kvalitetssystem. Kvalitetssystemet er bygget opp etter vegens livsløp, med de ulike fasene som kan illustreres slik det er vist i figur 2.2 nedenfor.



Figur 2.2 Prosess, faser og trinn i Statens vegvesens kvalitetssystem /1/

## 2.2 HMS i alle faser

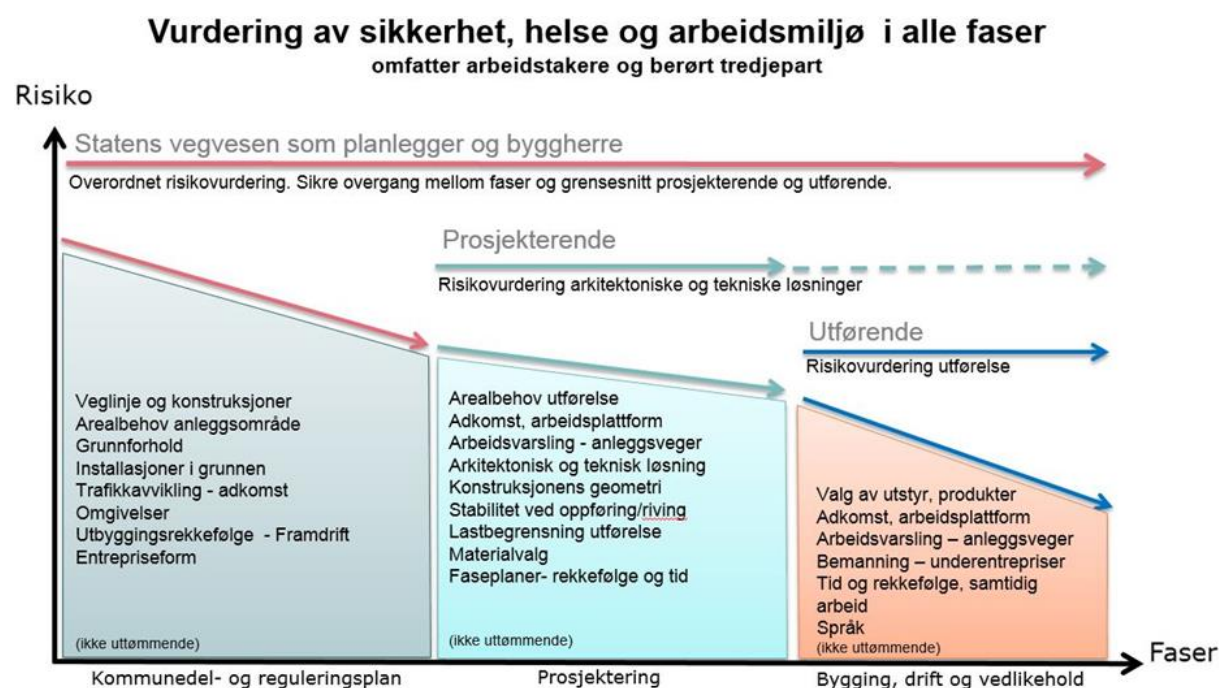
### 2.2.1 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø, SHA

Iht. Byggherreforskriften /2/ skal man ivareta sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (SHA) i alle faser av et prosjekt. Det skal gjøres en overordnet risikovurdering som kartlegger risiko for alle aktuelle løsninger. Vurderingen omfatter risiko i planlegging, prosjektering, bygg, drift og vedlikehold. Planleggingen skal ivareta sikker bygging, drift og vedlikehold. For eksempel kan linjevalg tidlig i prosjektet påvirke risikoforholdene som opptrer senere, slik som behov for dype gravearbeider, arbeid i bratte skråninger og ved rasfare, arbeid nær trafikk, i høyden eller under vann.

De som er ansvarlige i en enkelt fase av prosjektet skal gjøre risikovurderinger av SHA og foreskrive tiltak for å minste risikoen. Gjenværende risiko (restrisiko) som ikke kan ivaretas i den aktuelle fasen, skal beskrives slik at den blir med i risikovurderingen i neste fase.

På denne måten skal SHA ivaretas i faseovergangene helt fram til entreprenøren som skal utføre arbeidene er engasjert. Tiltak i de sene faser, under prosjekteringen, kan i mange tilfeller ligge i beskrivelsen i konkurransegrunnlaget. Eksempelvis kan valg av materialtype til et forsterkningstiltak påvirke de muligheter entreprenøren har til å arbeide sikkert under de rådende trafikkforhold. Stabile materialer som er avrettet og belagt med et bitumenbundet materiale, kan for eksempel motstå trafikk en periode og dermed åpne muligheter man ellers ikke ville hatt i planlegging av sikkert arbeid.

For entreprenøren gjelder Internkontrollforskriften /3/ som bl.a. sier at det skal være implementert systemer av en viss standard og omfang for oppfølging av kvalitet og HMS i bedriften.



Figur 2.3 Risikovurdering av sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (SHA) i alle faser (Ill.: Statens vegvesen, idé Statsbygg)

### 2.1.2 Ytre miljø, YM

Hensynet til ytre miljø (YM), må vurderes og ivaretas i alle faser. I plan- og bygningsloven er det et generelt krav til risiko- og sårbarhetsanalyser (ROS) for alle planer, altså planer for utbyggingsområde og tiltak. Dvs at kravet gjelder for alle kommunedelplaner og reguleringsplaner for vegprosjekter. Hvilke tema og forhold ROS-analysen skal omfatte må imidlertid vurderes konkret i hvert tilfelle, men forhold omkring YM vil alltid behandles.

Fra godkjent reguleringsplan til prosjekteringsfasen skal det lages et overføringsnotat hvor alle restriksjoner er medtatt for å bli med videre til byggefasen. Restriksjonene kan da påvirke håndtering av materialer og valg av metoder i byggingen.

## **2.3 Hvordan vegteknologi ivaretas i de forberedende faser**

### **2.3.1 Generelt**

#### *Oversiktsplan*

Oversiktsplanen er det første stadiet i planleggingen. Den legger grunnlaget for det videre valg av transportløsninger og vegtiltak.

#### *Regionalplan*

En regionalplan kan gjelde for et helt fylke eller den kan ta opp mer avgrensede temaer for hele eller deler av et fylke.

#### *Kommuneplan*

En kommuneplan lages for å skape langsiktighet og forutsigbarhet i politikk og arealbruk i kommunen.

### **2.3.2 Tidlig fase - oversiktsplaner**

For prosjekter over en viss størrelse skal det gjennomføres konseptvalgutredning (KVU) etter bestemte retningslinjer, og gjøres kostnadsoverslag med krav til nøyaktighet på +/- 25 %, etterfulgt av ekstern kvalitetssikring.

For alle vegprosjekter følger deretter en formell planprosess med oversiktsplanlegging iht. Plan- og bygningsloven. Oversiktsplaner utarbeides som kommuneplan eller regional plan, ev. delplaner av disse plantypene. Tradisjonelt har kommunedelplan vært mest brukt til oversiktsplanlegging.

I denne fasen skal det være utført geotekniske og geologiske undersøkelser som har avgjørende betydning for valg av alternativ linje og for avklaring av tiltak for å forhindre skred og setninger. Store masseflyttinger som følge av valgt type overbygning skal være avklart. Dette betyr i praksis om vegen skal gå over berggrunn eller jord.

I tilfelle berggrunn er man sikker på at det ikke blir aktuelt med større masseflyttinger for frostsikring, og oppbygningen av vegkonstruksjonen vil være mindre kostnadskrevende enn for jordgrunn. For jordgrunn bør man gjøre ekstra undersøkelser av grunnforholdene for å fastslå dimensjonerende undergrunn, hvor store behovene er for frostsikring, og hvor store lagtykkelser som vil trenge i overbygningen. Dette vil også påvirke hvordan drencsystemet må utformes og vil være medbestemmende for hvor høyt veglinja skal legges (linjepålegget) bl.a. av hensyn til massebalansen.

Nærheten til elver, bekker, sjøer, tjern, myr og våtmark, samt topografien for øvrig vil være bestemmende for hvordan drenc- og overvannssystemet skal utformes og dimensjoneres. Dette er også en viktig side av vegteknologien og vil påvirke eksempelvis plassering og utforming av terrenggrøfter, nedføringsrenner, stikkrenner, kummer og ledninger, eventuelle fordrøyningsbasseng og rens tiltak, erosjonssikring av skråninger og drencsystem, grøftedybder, endring av grunnvannsforhold mv. Se mer om dette i kapittel 10.

### **2.3.3 Reguleringsplan og prosjektering**

Med få unntak er det krav om at reguleringsplan skal utarbeides for riks- og fylkesveganlegg. Godkjent reguleringsplan danner det formelle grunnlaget for vedtak om å erverve grunn og rettigheter for å kunne foreta utbygging. Reguleringsplanen er ofte en detaljering av beslutninger om vegtrasé og vegstandard gjort på oversiktsplannivå. For prosjekter over en viss størrelse er det krav om å gjøre kostnadsoverslag med krav til nøyaktighet på +/- 10 %, etterfulgt av ekstern kvalitetssikring. Eksempler på forhold som kan gi større usikkerhet er kompliserte eller usikre grunnforhold.

Prosjektering, med utarbeidelse av konkurransegrunnlag, starter ofte såpass tidlig at man til en viss grad får parallelle løp i denne fasen. Grunnforholdene skal i hovedsak være kartlagt i tidligere planfaser, slik at kun supplerende grunnundersøkelser er nødvendig i prosjekteringsfasen. Det stilles formelle krav til prosjekteringen av geotekniske løsninger mht. kompetanse og kontrollsystemer, avhengig av konsekvensene ved grunnbrudd og setninger. Dette står nærmere beskrevet i Håndbok N200 Vegbygging /6/.

## 2.4 Konkurransegrunnlag og kontrahering

### 2.4.1 Generelt

Gjennomføring av vegprosjekter kan skje ved bruk av ulike entrepriserformer og kontraktstyper. Dette er valg man bør ha avklart i en tidlig fase, før man i praksis blir låst til en bestemt gjennomføringsmåte. I tillegg til de vanlige gjennomføringsmåtene vi har beskrevet her, utvikles det stadig nye måter for gjennomføring av prosjektene. Dette kan være arbeidsopplegg hvor byggherren og entreprenørene utvikler prosjektet i fellesskap fram til et visst stadium før man gjennomfører anbudskonkurransen. Man kan da ha forskjellige varianter av oppgjørsmåter og fordeling av risiko og ansvar for prosjektering, avhengig av hva som er de typiske utfordringene i prosjektet.

### 2.4.2 Konkurransegrunnlaget

Den viktigste delen av konkurransegrunnlaget er beskrivelsen, som sammen med tegninger og 3D-modeller viser hva som skal bygges og hvordan arbeidet skal utføres. De øvrige delene av konkurransegrunnlaget gir rammebetingelser for gjennomføringen (kontraktsbestemmelsene) og regler for bl.a. gjennomføring av konkurransen.

Beskrivelsene i Statens vegvesens enhetspriskontrakter er laget på grunnlag av Prosesskoden, Håndbok R761 og R762, hvor man finner standard beskrivelsestekster og regler for oppgjør slik at dette blir standardisert og gjenkjennbart i størst mulig grad /4/, /5/.

Andre byggherrer har sine egne standard beskrivelser, eksempelvis Jernbaneverkets prosesskode og NS3420 som brukes av mange kommuner og av andre byggherrer som i større grad bestiller bygningsarbeider, mer enn anleggsarbeider.



Figur 2.4 *Prosesskoden, Håndbok R761 og R762, er Statens vegvesens verktøy for å lage beskrivelse av entrepriserarbeider /4/, /5/*

Når byggherren lager beskrivelsen for arbeidene er det oftest nødvendig å lage en del spesielle beskrivelsestekster for å tilpasse til den kontrakten som skal utlyses på anbud.

Som grunnlag for prosjektering og detaljert beskrivelse brukes bl.a. Statens vegvesens Håndbok N200 Vegbygging /6/ for valg av løsninger, valg av materialer og dimensjonering, lagtykkelser mv. Denne boka inneholder en rekke materialkrav og krav til utførelse, toleranser, kontroll og dokumentasjon. En del av prosessene har krav med henvisning til detaljerte beskrivelser i Håndbok N200, men i en del prosesser er de tekniske krav skrevet direkte inn.

Prosesskoden gjelder foran de dokumenter den henviser til.



Figur 2.5 Håndbok N200 Vegbygging /6/

Den delen av konkurransegrunnlaget som omfatter vegteknologi leveres i hovedsak av prosjekterende konsulent. Tegninger og beskrivelser bør underkastes grundig kontroll før anbudsutlysning.

Det ferdige konkurransegrunnlaget brukes ved utlysning av anbudskonkurransen. Entreprenørene gir sine tilbud, byggherren evaluerer tilbudene og velger entreprenør etter bestemte kriterier.

Tildeling av vegbyggingskontrakter i offentlig regi (f.eks. med Statens vegvesen som byggherre) skjer etter strenge regler. Dette er regulert etter lov og forskrifter om offentlige anskaffelser, som tillater tildeling enten etter laveste pris eller økonomisk fordelaktige tilbud. Ved tildeling etter økonomisk mest fordelaktige tilbud må man før utlysning ha klarlagt hvilke regler som skal gjelde for å avgjøre hvilket tilbud som er det økonomisk mest fordelaktige.

### 2.4.3 Entrepriseform

Entrepriseformen forteller hvordan gjennomføringen organiseres, altså i praksis hvem som gjør mesteparten av prosjekteringen. Følgende er de aktuelle entrepriseformer:

#### *Utførelsesentreprise*

I en konvensjonell utførelsesentreprise gjør byggherren mesteparten av prosjekteringen, inkludert dimensjonering og materialvalg. Dette betyr at byggherren sitter med risikoen for endring av mengder under utførelsen. De fleste entrepriser Statens vegvesen gjennomfører er utførelsesentrepriser – i dag ca. 95 %.

### ***Totalentreprise***

Entreprenøren gjør både prosjekteringen og utfører byggearbeidene i en totalentreprise. Dette betyr at entreprenøren ofte gjør dimensjonering og de vegteknologiske valg av f.eks. overbygning og materialtyper. Entreprenøren sitter her med risikoen for endringer av mengder, men dersom grunnforholdene er veldig mye annerledes enn entreprenøren kunne forutse på tilbudstidspunktet, vil byggherren likevel måtte bære deler av disse ekstrakostnadene.

Andelen totalentrepriser er ikke så høy i dag (2015), men det er ønskelig at denne økes. Grunnen til dette er at man på lengre sikt bedre kan utnytte entreprenørens kompetanse og kreativitet i de tilfeller dette er egnet entreprisform.

I en totalentreprise vil ofte deler av arbeidet være beskrevet som en utførelsesentreprise med oppgjør etter mengder og enhetspriser. Typisk er sikringsarbeider (eksempelvis bergsikring) oppgjort etter mengder og enhetspriser, samt deler av arbeidene hvor HMS er særlig sterkt påvirket av oppgjørsmåte, teknologivalg og dimensjonering. Byggherrens påseplikt mht. sikkerhet, helse og arbeidsmiljø iht. Byggherreforskriften gjelder like fullt ved totalentreprise som ved utførelsesentreprise.

Dersom man har greid å stille funksjonskrav i konkurransegrunnlaget, vil det være mulig å la entreprenøren stå temmelig fritt i valg av tekniske løsninger. Dette er fordi entreprenøren selv må bære ekstrakostnadene for vedlikehold av en løsning som viser seg å ikke være så holdbar som man håpet på.

I praksis er det krevende å stille gode funksjonskrav som gjelder for vegoverbygningens levetid, og man må ofte legge inn begrensninger i de valg av tekniske løsninger man tillater at entreprenøren gjør. Dette er da krav som sikrer at løsningen er tilstrekkelig robust. I slike tilfeller må byggherren også ha like stort fokus på kvalitetsoppfølging under utførelsen som man har i konvensjonelle utførelsesentrepriser.

### ***Offentlig privat samarbeid (OPS)***

Prosjekter gjennomført som OPS (offentlig privat samarbeid) vil være som totalentrepriser hvor også finansieringen er del av kontrakten, og hvor man stiller funksjonskrav for en svært lang kontraktperiode – gjerne 20-25 år etter bygging. I disse kontraktene vil entreprenøren ha ansvar for drift og vedlikehold i denne perioden.

#### **2.4.4 Kontraktstype**

Kontraktstypen sier noe om hvordan oppgjøret i prosjektet skjer, og må være tilpasset entreprisformen. Den mest vanlige kontraktstypen i Statens vegvesens entrepriser er enhetspriskontrakt, som betyr at byggherren har angitt omtrentlige mengder for mindre deler av arbeidet og entreprenøren i sitt tilbud gir enhetspris for arbeidet. For eksempel kan dette være enhetspris pr. kubikkmeter forsterkningslag, hvor byggherren har angitt hvor mange tusen kubikkmeter det er anslått vil bli brukt i kontrakten.

I en fastpriskontrakt kan det hende man har valgt å la entreprenøren gi bud med en fast pris for en totalentreprise hvor entreprenøren bærer en større del av risikoen for dimensjonering og mengdeendringer, og dermed må legge inn egne risikopåslag. I motsatt ende av skalaen finner man kontrakter oppgjort som regningsarbeid, altså hvor også gjennomføringen er styrt av byggherren etter priser for mannskap og maskiner som entreprenøren har gitt i sitt tilbud.

I alle kontrakter vil man ha lagt inn mindre mengder med regningsarbeid i fall det blir behov for uforutsette arbeider som byggherren ønsker å styre.



## 2.5 Bygging og oppfølging

I Statens vegvesens kontrakter er det innført praksis med en kontraktsfestet *samhandling*. Samhandling skal skje gjennom hele anleggstiden, men den mest omfattende samhandlingsprosessen foregår før arbeidene igangsettes. I samhandlingsprosessen ved oppstart gjør byggherre og valgt entreprenør seg kjent med hverandre og gjennomgår de arbeidene som skal utføres. Dette gjøres for å sikre at begge parter har samme oppfatning av oppdraget og for å sikre at spesielle forhold, utfordringer og krav blir ivaretatt under gjennomføringen. I dette ligger også avklaring av det praktiske i hvordan partene skal håndtere kvalitetsoppfølging, rapportering og håndtering av kvalitetsavvik når dette ev. oppstår.

I utbyggingsfasen bør det kun være behov for grunnundersøkelser i tilknytning til anleggsgjennomføringen, med mindre annet er avtalt i kontrakten eller det oppstår uventede forhold. Det er uheldig og kan føre til ekstrakostnader hvis man må gjøre store endringer av tekniske løsninger og krav i byggefasen.

Under arbeidets gang skal entreprenøren rapportere på flere temaer. Noen av de viktigste er framdrift, sikkerhet, ytre miljø, teknisk kvalitet og økonomi. Den tekniske kvaliteten av utført arbeid skal dokumenteres fortløpende av entreprenøren. Før arbeidene starter skal entreprenøren utarbeide en prosjektspesifikk kvalitetsplan. Kontrollplan for teknisk driftskontroll utgjør del av kvalitetsplanen. Resultater fra entreprenørens driftskontroll er bærende grunnlag for dokumentasjon av oppnådd teknisk kvalitet.

Krav til den kontroll og dokumentasjon entreprenøren skal gjøre kan ligge i beskrivelsen i kontrakten, ev. i kontraktsbestemmelsene, eller det kan være henvist til håndbøker, normaler, standarder eller egne kontrollinstrukser. Omfang og detaljeringsgrad av denne dokumentasjonen er viktig da dette bidrar til å sørge for at forutsetningen i dimensjoneringen oppfylles. På denne måten er det et samspill mellom robusthet i dimensjoneringsystemet og kravene til materialer på den ene siden, og dokumentasjon under utførelse på den andre siden.

For å verifisere resultater fra entreprenørens tekniske driftskontroll bør byggherren gjennomføre stikkprøvekontroll. Ved avvik mellom byggherrens kontrollresultater og entreprenørens resultater kan man i fellesskap ta nye eller supplerende prøver for å få fastslått kvaliteten.

Statens vegvesen har etablert elektronisk programvare og kommunikasjonsløsninger som gjør det mulig å sammenligne og lagre både entreprenørens kontrollresultater og egne stikkprøve-resultater (LABSYS/KVALINK).

## 2.6 Drift og vedlikehold, rehabilitering

Når anlegget er ferdig bygget skjer overtakelse fra entreprenør til byggherre, som deretter overleverer til den del av egen organisasjonen som skal forvalte, drifte og vedlikeholde vegen. Oppfølging av vegens tilstand mens den er i bruk vil etter hvert avdekke når det ev. er behov for å rehabilitere vegen når den er «utslitt», altså når den trenger forsterkning, utskifting, oppgradering eller nybygging, utvidelse mv.

Data fra byggefasen lagres for bruk i driftsfasen når det er nødvendig å finne ut hva som ble bygget og hvordan det ble bygget. Dette kan være aktuelt ved senere inngrep i vegen, f.eks. graving for legging eller utskifting av ledninger, dekkearbeid mv.

En del av dokumentasjonen fra byggingen av vegen lagres i Nasjonal Vegdatabank (NVDB).

Drift og vedlikehold er nærmere omtalt i kapittel 12. Statens vegvesen har utarbeidet en egen lærebok i dette emnet, se /7/. Om forsterkning og rehabilitering, se kapittel 11.

## **Referanser**

- /1/ Statens vegvesen, *Styring av vegprosjekter*, Håndbok R760, Vegdirektoratet 2012.
- /2/ *Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- eller anleggsplasser (byggherreforskriften)*, fastsatt av Arbeids og inkluderingsdepartementet, 2009.
- /3/ *Forskrift om systematisk helse-, miljø- og sikkerhetsarbeid i virksomheter (internkontrollforskriften)*, fastsatt av Arbeids og sosialdepartementet 1996.
- /4/ Statens vegvesen, *Prosesskode 1 Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter*, Håndbok R761, Vegdirektoratet 2015.
- /5/ Statens vegvesen, *Prosesskode 2 Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier*, Håndbok R762, Vegdirektoratet 2015.
- /6/ Statens vegvesen, *Vegbygging*, Håndbok N200, Vegdirektoratet 2014.
- /7/ Statens vegvesen, *Lærebok Drift og vedlikehold av veger*, Rapport nr. 365, Vegdirektoratet 2015.

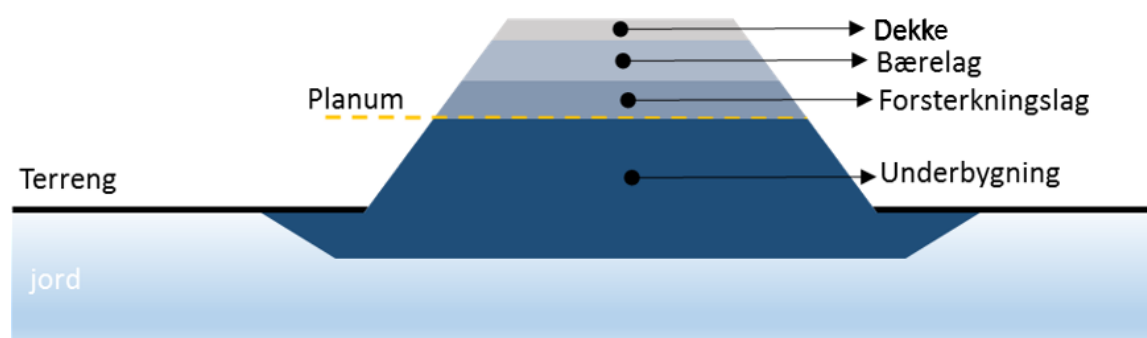
## 3 Underbygning

### 3.1 Innledning

Begrepet *underbygning* brukes gjerne som betegnelse på den oppfyllingen som foretas opp til planum i tillegg til den forbedring av undergrunnen som ofte er nødvendig. Denne delen av vegkroppen kan ligge høyere enn terrenget, men også være eksisterende masse som ligger under planum i skjæringer. I begge tilfeller må massene ha slike egenskaper at vi kan bygge en vegoverbygning oppå.

For fyllinger kan vi velge masser som er gode nok, mens masser i skjæringer enten må skiftes ut eller benyttes slik de er (med eventuelle tiltak ved dimensjonering av overbygningen).

Kunnskap om geoteknikk er sentralt når tiltak i underbygningen skal vurderes. Geoteknikk er et ingeniørfag som behandler løsmasser som et byggeteknisk materiale stabilitetsmessig og kvalitetsmessig, og er et grunnleggende teknisk fag i ingeniør- og sivilingeniørutdanningen. Geoteknikk gir nødvendige kunnskaper for trygg og økonomisk rasjonell fundamentering av alle typer byggverk og konstruksjoner inklusiv vegger, bruer, fyllinger, samt sikring og forbygning mot skred og flom. /1/



Figur 3.1 Veg på fylling; prinsippskisse av oppbygging (Ill.: Vikas Thakur)

Når traseen for en ny veglinje fra A til B skal velges, står man noen ganger forholdsvis fritt. Da vil det være naturlig å velge en linje der undergrunnens bæreevne er så god som mulig der løsmassene i området utgjør planum, og der en pådrar seg minst mulig av geotekniske problemer på strekninger der vegen blir liggende i fylling.

Andre ganger vil en ny veglinje være ganske låst, og undergrunnsforholdene i linjen må aksepteres som de er. Da må man undersøke om fyllinger på strekningen vil kreve spesielle tiltak for å sikre kjørekraft (setninger) og sikkerhet (utglidning, stabilitet).

### 3.2 Materialklassifisering for dimensjonering av overbygning

#### 3.2.1 Klassifisering av undergrunnen

I henhold til vegnormalene (Håndbok N200) deles undergrunnen inn i syv bæreevnegrupper etter materialenes bæreevne og telefarlighet, som vist i figur 3.2.

Vegen skal deles inn i parseller med noenlunde ensartede forhold. Det skal ikke brukes så fin inndeling at en rasjonell arbeidsdrift blir hindret. Ved inndeling i parseller med ensartet dimensjonering skal man ta hensyn til variasjoner i grunnens fasthet, styrke og telefarlighet,

vegens geometri i forhold til omkringliggende terreng, dreneringsforhold og annet som innvirker på dimensjonering av vegoverbygningen.

<b>Telefarlighetsklassifisering</b>				
<b>Telefarlighetsgruppe</b>		Av materiale < 22,4 mm		
		Masse-%		
		< 2 $\mu\text{m}$	< 20 $\mu\text{m}$	< 200 $\mu\text{m}$
Ikke telefarlig	T1		< 3	
Litt telefarlig	T2		3 - 12	
Middels telefarlig	T3	<sup>1)</sup>	> 12	< 50
Meget telefarlig	T4	< 40	> 12	> 50
<b>Bæreevneklassifisering</b>				
<b>Undergrunn</b>		<b>Bæreevnegruppe</b>		
Fjellskjæring, steinfylling,	T1			1
Grus, $C_u \geq 15$ ,	T1			2
Grus, $C_u < 15$ ,	T1			3
Fjellskjæring, steinfylling,	T2			3
Sand, $C_u \geq 15$ ,	T1			3
Sand, $C_u < 15$ ,	T1			4
Grus, sand, morene,	T2			4
Grus, sand, morene,	T3			5
Leire, silt, morene	T4			6
Myr <sup>2)</sup>				7
<b>Andre materialer</b>				
Lettklinker, skumglass				4
Ekstrudert polystyren (XPS)				4
Ekspandert polystyren (EPS-blokker)				6

1) Også jordarter med mer enn 40 % < 2  $\mu\text{m}$  regnes som middels telefarlig T3.  
2) Bæreevnegruppe 7 Myr inngår ikke i de forskjellige dimensjoneringstabellene og må behandles spesielt. Ofte vil tiltak bestå i forsterkning av grunnen, se kap 2.

Figur 3.2 Inndeling av undergrunnen i telefarlighets- og bæreevnegrupper /2/

### 3.2.2 Grunnundersøkelser

Der vegens planum ligger i eksisterende løsmasser fastsetter vegnormalene /2/ at det skal gjennomføres grunnundersøkelser for å fastlegge telefarlighet og bæreevnegrupper for vegen. Dette er nødvendig for å dimensjonere vegen, slik det er vist i kapittel 4.

I noen tilfeller er undergrunnen så svak at det er behov for forsterkningstiltak for å få en god nok plattform som vegoverbygningen kan bygges på. Myrområder eller bløte leirer er eksempler på områder som kan kreve slike forsterkningstiltak, men planum vil vanligvis kunne etableres i leire med skjærfasthet  $c_u > 20$  kPa og med sensitivitet mindre enn 5, forutsatt bruk av lett/egnet anleggsutstyr. I myrområder vil det ofte være aktuelt å grave ut hele myra ned til fast grunn.

Man kan få en viss formening om hva slags løsmasser man kan forvente å finne i et område ut fra kvartærgeologiske kart, men disse er ikke nøyaktige nok til å dimensjonere etter. Det bør grunnundersøkes tidlig i planprosessen, fortrinnsvis under arbeidet med reguleringsplanen (jfr. kapittel 2). Dette for å sikre at man velger riktig teknisk løsning og at kostnadsoverslaget skal bli så korrekt som mulig.

Normalt vil det være en geotekniker involvert i prosjektet, og borplanen bør da utarbeides samtidig av geoteknikeren. Borplanen tilpasses de lokale forholdene. Det vil normalt være behov for et antall prøveserier ned til 3 m under planlagt topp veg.

Representative prøver tatt opp med skovl, også kalt poseprøver, vil som regel gi god nok kvalitet.

Håndboka «Geoteknikk i vegbygging» /3/ beskriver nærmere de ulike grunnboringsmetodene.



Figur 3.3 Grunnboringsrigg (Foto: Gunnar Winter, NTNU)

	Grunnforhold: Sannsynlig T3-T4 materialer		Grunnforhold <sup>1)</sup> : Sannsynlig T1-T2 materialer
Grunnforhold fra kvartær-geologisk kart	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tykk morene</li> <li>- Randmorene</li> <li>- Elveavsetning</li> <li>- Breeelv- og bresjø-/innsjøavsetning</li> <li>- Hav- og fjordavsetning, strandavsetning, tykt dekke</li> <li>- Marin strandavsetning</li> <li>- (Vindavsetning og fyllmasse – vurderes spesielt)</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tynn morene <sup>2)</sup></li> <li>- Hav- og fjordavsetning, strandavsetning, tynt dekke <sup>2)</sup></li> <li>- Skred- og forvitningsmateriale</li> <li>- Tynt humus/torvdekke</li> <li>- Bart fjell</li> <li>- (Torv/myr - vurderes normalt av geotekniker)</li> </ul>
Veglinje i fylling	Fyllingshøyde > Frostdybde	Fyllingshøyde < Frostdybde	Trenger ikke grunnundersøkes
	Trenger ikke grunnundersøkes	Skal grunnundersøkes	
Veglinje i skjæring	Skal grunnundersøkes		Begrenset grunnundersøkelse for å fastslå området med T1-T2

1) Hvis veglinjen går i grensen mellom grunnforhold T3-T4 og T1-T2 skal området klassifiseres som T3-T4 pga. kartenes unøyaktighet (+/- 50m på et 1:50 000 kart)

2) Forutsetningen for å ikke utføre grunnundersøkelser er at det skal beskrives rensk til fast fjell innenfor disse områdene

Figur 3.4 Behov for grunnundersøkelser for dimensjonering av vegoverbygning /3/

Innenfor områder med behov for grunnundersøkelser skal minimum omfang være som vist i figur 3.5. I tillegg skal det minimum være 1 prøvetakingsprofil pr. homogen seksjon. Prøveomfanget er under forutsetning av at kvartærgeologiske forhold og terreng tilsier homogene grunnforhold. Kartlegging med tanke på behov for frostsikring skal inngå i undersøkelsen og omfatte en vurdering av grunnens telefarlighet (jfr. kapittel 9).

Vegtype	Antall profiler pr. km hvor det tas prøver
Hovedveger ÅDT > 1500	8
Hovedveger ÅDT ≤ 1500 Samleveger og atkomstveger	4 <sup>1)</sup>

1) Det bør fokuseres på områder der spesielle problemer knyttet til bæreevne og/eller ujevne telehiv er ventet. For eksempel overganger mellom fylling/skjæring og undergrunn med ulik telefarlighet (fra kvartærgeologisk kart), fundamentering på bløt undergrunn eller erfaringer med eksisterende veg som tilsier problemer.

Figur 3.5 Minste antall prøver for bestemmelse av bærevnegruppen innenfor områder med behov for grunnundersøkelser iht. figur 3.4 /2/

### 3.3 Sentrale geotekniske problemstillinger

Når veglinjen forutsetter at vegen bygges opp over eksisterende terreng, betyr det at terrenget påføres tilleggsbelastninger. I beste fall er undergrunnen så sterk at dette ikke er noe problem, men ofte vil slike belastninger kunne føre til

- 1) uakseptable setninger
- 2) usikkerhet mht. stabilitet

Det er derfor avgjørende at grunnundersøkelser kan avdekke om det er slike problemer i veglinjen.

#### 3.3.1 Setninger

Setninger vil påvirke vertikalkurvaturen, noe som kan påvirke kjørekomforten og i noen tilfeller også trafikksikkerheten. Tverrfallet kan også bli endret pga. setninger, noe som har betydning for trafikksikkerheten både direkte og indirekte hvis vannavrenningen blir dårlig. Oppretting av vegen etter setninger er kostbart. Dessuten påføres grunnen en tilleggsbelastning som øker setningshastigheten og derved forsterker problemene. I siste omgang kan dette føre til overbelastning av grunnen med påfølgende utglidning.

Statens vegvesen har krav til maksimalt tillatte setningsforskjeller for vegene. Kravet er knyttet til kjøretøyenes hastighet (fartsgrense) og strekningen som betraktes. Kravene er gitt i Håndbok N200 Vegbygging /2/, og det er angitt krav til maksimalt tillatte setningsforskjeller både på langs og på tvers av vegen, se figur 3.6.

Største tillatte setningsforskjell  $\Delta_s$  i vegbanen på strekningen L er:

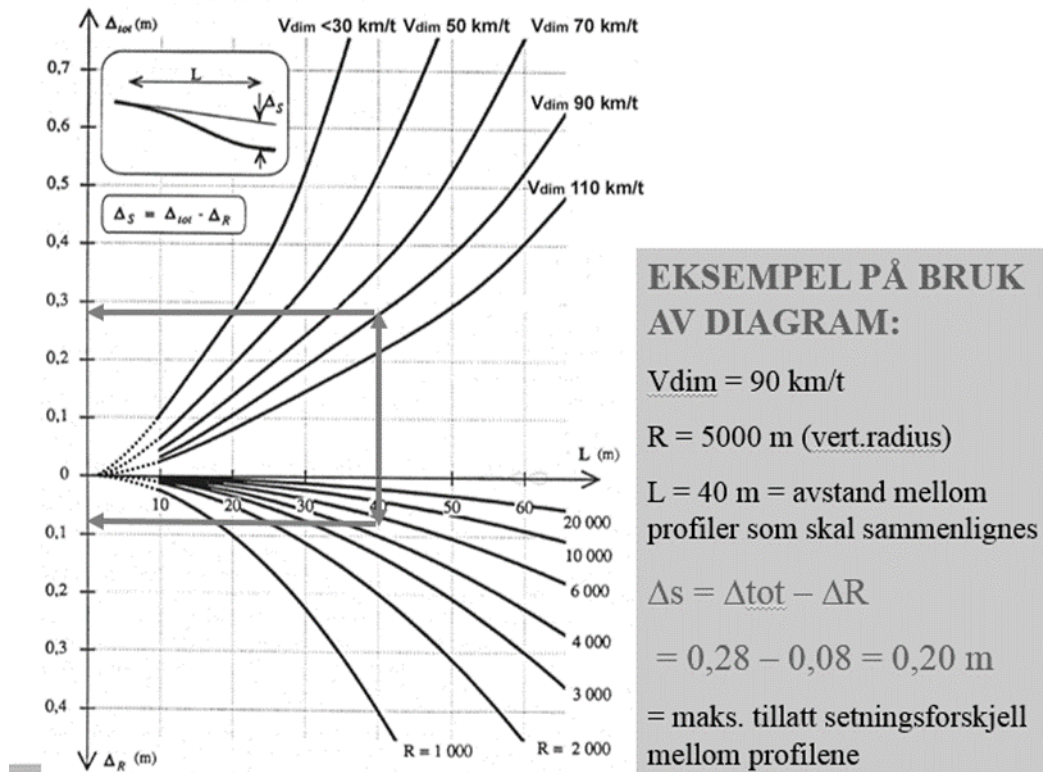
$$\Delta_s = \Delta_{\text{tot}} - \Delta_R$$

der:

- L er avstand i lengderetning hvor setningsforskjellen skal kontrolleres
- R er vertikalradius, angitt i meter

Største tillatte tverrfallsavvik for veger på grunn av setninger er 1,0 prosentenheter. Inn mot konstruksjoner (bruer, kulverter) er kravene skjærpet.

Setningskravene skal vurderes som en del av vegprosjekteringen, og behov for tiltak dimensjoneres og beskrives. Beregning av setninger er beskrevet i Håndbok V220 /3/, og mulige setningsreducerende tiltak er beskrevet i Håndbok V221 /4/.

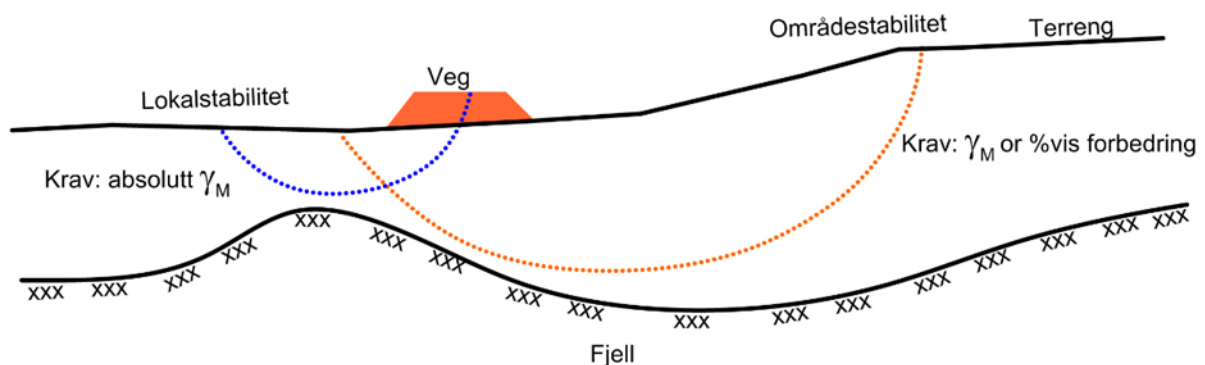


Figur 3.6 Største tillatte setningsforskjell  $\Delta_s$  på strekningen  $L/2$

### 3.3.2 Stabilitet

I tillegg til å sikre at lokalstabiliteten for de enkelte vegelementer er ivaretatt, er det også nødvendig å vurdere stabiliteten av større områder som vegen går gjennom, som vist på figur 3.7. Spesielt viktig er dette i områder der det er påvist kvikkleire i undergrunnen og i områder hvor det er mulighet for at kvikkleire kan forekomme.

Mulighet for forekomst av kvikkleire gjelder områder som ligger under den marine grense /4/. Kwartærgeologiske kart som kan innhentes fra Norges Geologiske Undersøkelse (NGU) gir oversikt over områder med marin leire. I tillegg er det for Trøndelag, deler av Sør-Norge og enkelte områder i Nord-Norge gjennomført kartlegging av skredfarlige kvikkleireområder. Potensielle faresoner er avmerket på kart som kan lastes ned fra [www.skrednett.no](http://www.skrednett.no).



Figur 3.7 Lokal- og områdestabilitet /3/

For vurdering av forholdene i et kvikkleireområde er det viktig at det foretas en grundig kartlegging av kvikkleireforekomstens utbredelse og en risikoanalyse mht stabilitet og sikkerhet. Områder med kvikkleire utgjør ikke nødvendigvis en stabilitetsfare, dette vil være avhengig av omfang av kvikkleire, terrengforhold, erosjonsfare i eventuelle raviner, bekkedrag og elver samt andre forhold som kan utløse glidninger i kvikkleirelaget. Selv mindre glidninger i slike løsmasser kan utløse omfattende skred.

For vegprosjekter er det derfor viktig å se både på om det området vegen skal gå gjennom kan rase ut, og om potensielle skredmasser fra tilgrensende områder kan treffe og skade vegen. For veger nær strandsoner vil dette bety at kartlegging av både terreng og grunnforhold må foretas ut i vannet i god avstand fra strandkanten, gjerne ut til og forbi marbakken.



*Figur 3.8 Kvikkleireskred i Lyngen, september 2010 (Foto: Frode Oset)*

Ved kryssing av elver i områder med kvikkleire vil det også være behov for å undersøke erosjonsfaren i elva både oppstrøms og nedstrøms for kryssningspunktet, og eventuelt foreta erosjonssikring eller andre stabilitetstiltak.

På grunn av kompleksitet og konsekvens av skred skal vegprosjekter i kvikkleireområder alltid vurderes klassifisert i Geoteknisk kategori 3, se Håndbok N200 /2/. Det vises ellers til Håndbok V220 /3/.

### **3.4 Sikkerhetsprinsipp**

Sikkerhetsnivået i geotekniske arbeider er avhengig av omfang og pålitelighet av grunnlagsdata, tolkningene av disse, analyse, kontroll og oppfølging. Valg av partialfaktor er bare en av flere faktorer som påvirker sikkerheten.

Vegvesenets håndbøker /2/ og /4/ gir rammer og sikkerhetskrav med hensyn til stabilitet av fyllinger, skjæringer og skråninger ved veger. Dette regelverket er basert på prosjekteringsstandarden Eurokode som gir bestemmelser for geoteknisk prosjektering for fundamentering, grunnarbeider og arbeid i berg /5/.



I tillegg er det krav i teknisk forskrift til Plan- og bygningsloven om utredning av områdestabilitet i sensitive grunnforhold (typisk for kvikkleire). Dette er nærmere beskrevet i NVEs veileder nr. 7/2014 Sikkerhet mot kvikkleireskred /6/.

For beregning av stabiliteten ved prosjektering av fyllinger, skjæringer etc. gir Vegvesenets regelverk differensierte krav til partialfaktor (i daglig tale ofte kalt sikkerhetsfaktor), avhengig av konsekvensklasse, jordas bruddmekanisme og analyseprinsipp. Nærmere beskrivelse av dette er gitt i Håndbok V220 /3/.

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25 / 1,4 *	1,3 / 1,4 *	1,4
CC2 Alvorlig	1,3 / 1,4 *	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

\* NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at  $\gamma_M \geq 1,4$  ved totalspenningsanalyser

Figur 3.9 Krav til partialfaktor  $\gamma_M$  for stabilitet ved vegprosjektering /3/

### 3.5 Prosjekteringsgrunnlag

#### 3.5.1 Undersøkelser for geoteknikk og vegteknologi

Grunnundersøkelser for geotekniske behov utføres for å få:

- riktige tekniske løsninger
- nødvendig sikkerhet under bygging og drift
- grunnlag for kvalitetssikring
- grunnlag for kostnadsberegninger

Utgangspunktet for undersøkelsene er kvartærgeologiske kart, eventuell dokumentasjon fra tidligere grunnundersøkelser og annen tilgjengelig kunnskap.

De mest benyttede metodene for grunnundersøkelser er sonderboring og prøvetaking, men valg av metoder og omfanget av grunnundersøkelser avhenger av problemstillingene som skal vurderes, hva som skal bygges og hvilken planfase man er i.

Generelt gjelder det at man skal ha avklart forhold som er vesentlige for detaljeringsgraden i den planfasen man arbeider med. Vegvesenets Håndbok R760 /7/ gir overordnede føringer for dette, og vegnormalene /2/ krever at det skal utføres tilstrekkelige undersøkelser til å dokumentere omfang og gjennomførbarhet av planlagte terrenginngrep i forbindelse med reguleringsplanen.

Nærmere omtale av metoder for grunnundersøkelser og vurdering av resultater er gitt i Håndbok V220 /3/.

#### 3.5.2 Laboratorieundersøkelser

De grunnundersøkelser som er nødvendige for dimensjonering av vegoverbygningen vil som regel omfatte undersøkelser av vanninnholdet i massene samt korngraderinger. Et typisk borprofil er vist i figur 3.10.

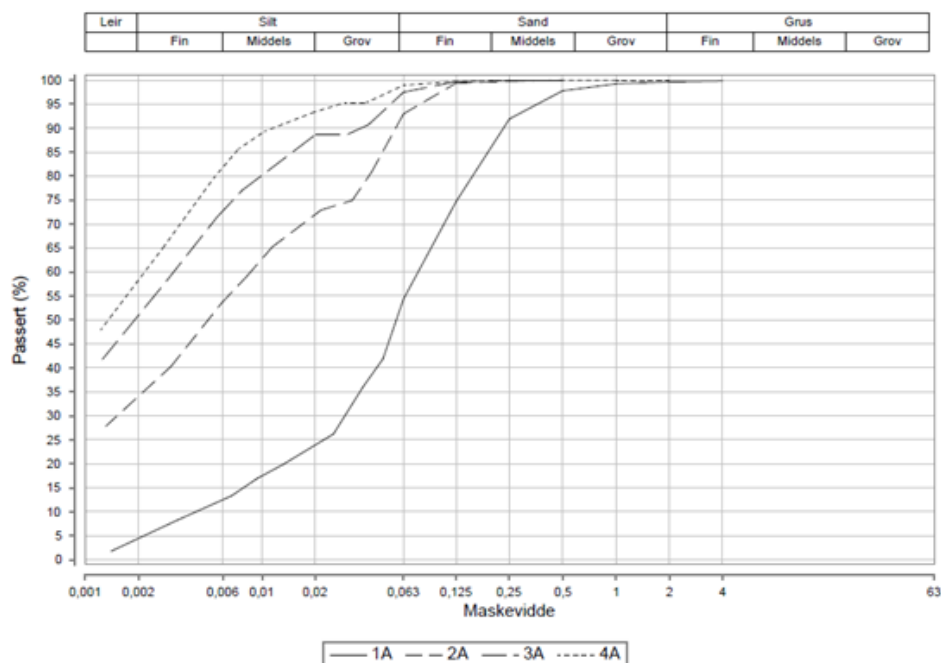
Korngraderingskurvene vil også gi opplysninger om graderingstallet Cu og klassifisering av telefarlighet, se figur 3.11.

Vedlegg 5 i Håndbok N200 /2/ viser hvilke grunnundersøkelser som er nødvendig for dimensjonering av en vegoverbygning.

Geoteknikeren i prosjektet vil som regel ha behov for et mer omfattende analyseprogram, og analyseplanen bør derfor utarbeides slik at også geoteknikeren får sitt analysebehov dekket. Analysebehovene for geotekniske formål er beskrevet i Håndbok V220 /3/.

Oppdr.nr.: B319B															
Preveserie: 9560 CL		Analyseår: 1988		Prøvetaker: NGI 54MM											
Dybde i m	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	S <sub>f</sub>	Skjærstyrke kN/m <sup>2</sup>					Gl. %		
			20	40	60			20	40	60	80	100			
1	SILT	trerester	21	•	•	18,1									1,5
2	"	gruskorn	22	•	•	20,7									
3	LEIRE		23	•	•	17,9	14	•	•						
4	"	gruskorn	24	•	•	17,5	13	•	•						
5	"		25	•	•	17,3	11	•	•						
6	SILTIG LEIRE		26	•	•	18,4	18	•	•						
7	"		27	•	•	19,6	8	•	•						
8	"	skjellrester	28	•	•	19,9	12	•	•						
9	"	sandkorn	29	•	•	20,1	18	•	•						
10	"		30	•	•	19,2	9	•	•						

Figur 3.10 Eksempel på utfylt borprofil fra laboratoriet



Syl/pose	Vegnr	HP	Km <sup>2</sup> /profil	Avst.cl	Dybde	Jordart	Cu	TG
1A	FV287		*		0,2 - 1,0	Sandig silt	18,0	T4
2A	FV287		*		1,0 - 2,0	Leire	0,0	T4
3A	FV287		*		2,0 - 3,0	Leire	0,0	T3
4A	FV287		*		3,0 - 4,0	Leire	0,0	T3

Figur 3.11 Eksempel på korngraderingskurver med angitt klassifisering

## 3.6 Grunnforsterkningsmetoder

### 3.6.1 Aktuelle metoder for grunnforsterkning

Det er ikke uvanlig at man påtreffer områder der det er behov for forsterkning av undergrunnen. Figur 3.12 gir en oversikt over de metoder og tiltak som kan være aktuelle, samt fordeler og ulemper ved de ulike metodene som kan påvirke valget av metode. Kombinasjon av metoder kan også være aktuelt.

Metode	Prinsipp	Spesielle fordeler/ulemp	Relativ kostnad
Forbelastning	Påføring av last for å påskynde setning.	Tidkrevende.	Lav
Motfylling	Utlegging av støttefylling for å øke stabilitet.	Kan føre til økte setninger på grunn av økt bredde av belastningen.	Lav
Masseutskiftning	Skifte ut dårlig masser med friksjonsmasser (graving/fortrengning).	Sikker metode. Ved store lagtykkelser vil kostnadene øke.	Lav til middels
Lette masser	Bruke masser med lavere tyngdetetthet enn stedlige masser.	Enkel og rask byggeteknikk. Reduserer setninger. Oppdrift.	Middels
Armering under fylling	Strekkarmering legges inn under fyllingen.	Gir økt bæreevne. Reduserer ikke totalsetningene. Enkel og rask utførelse.	Lav
Peling under fylling	Lastkapasitet økes ved bruk av peler og betongplater/striper.	Vil kunne medføre pore- trykksøkning (og terreng- heving).	Middels
Myrbru/lavbru	Last overføres til fast grunn eller berg ved bruk av peler	Ingen setninger eller bæreevneproblemer. Unngår barrierer. Vurdere eventuell påhengskrefter på peler.	Middels til høy
Vertikale dren	Dren installeres for å påskynde setninger.	Omrøring av masser ved nedsetting av dren kan gi stabilitetsproblemer og økte setninger. Lite egnet i leire med lavt krypmotstandstall.	Middels
Kalk- og sement-peler	Kalk/semnt blandes med bløt grunn for å øke styrken.	Effekten av stabiliseringen skal dokumenteres ved laboratorieanalyser og evt. prøvepeling. Kalk og sement er kjemiske, etsende materialer.	Middels
Injisering	Forsterkning av bløt grunn ved injisering.	Brukes ved vanskelig plass- og grunnforhold f. eks. refundamentering av konstruksjoner.	Middels til høy
Dyp-komprimering	Komprimering for å øke densiteten i løst lagrede masser	Enkel og rask utførelse. Øker bæreevnen og reduserer setninger etter utførelsen. Krever en viss avstand fra annen bebyggelse. Egnet i de fleste masser bortsett fra leirfraksjonen.	Middels
Grunnfrysing	Frysing av jord for å øke styrken i anleggsfasen.	Kan gi lavere udrenert skjærfasthet og økte setninger etter opptining. Uegnet i jord med sterk vannstrømning. Gir vantett konstruksjon.	Høy
Grunnvann-senkning	Senkning av grunnvann med ulike metoder.	Gir økt bæreevne og mindre setninger etter grunnvannssenkingen. Kan medføre setninger på områder i nærheten.	Middels

Figur 3.12 Metoder og tiltak som kan være aktuelle ved behov for grunnforsterkning /4/

Disse metodene er mest benyttet ved vegbygging i Norge:

- Motfylling
- Masseutskifting
- Lette masser
- Forbelastning
- Kalk- og sementpeler
- Pelers under vegfylling
- Myrbru/lavbru

Disse metodene er mindre brukt, men anvendelsen er økende:

- Vertikale dren
- Dypkomprimering

I situasjoner med spesielle problemstillinger kan disse metodene være aktuelle:

- Grunnvannssenking
- Armering under fylling
- Injisering/Jetinjisering
- Grunnfrysing
- Saltbrønner
- Elektrosmose

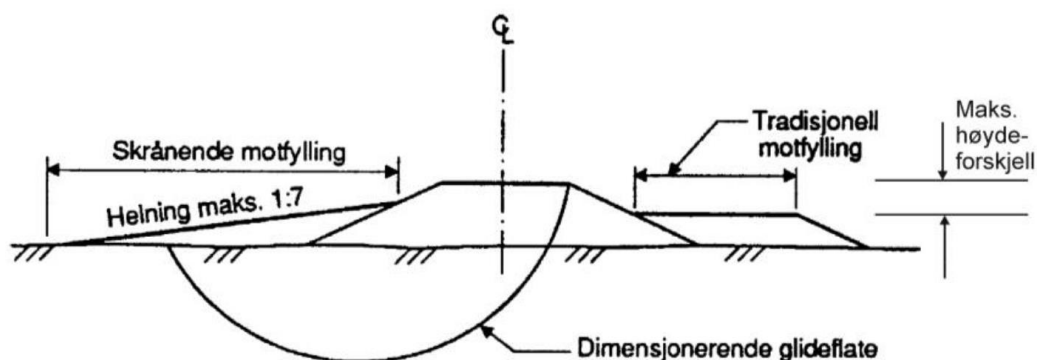
### 3.6.2 Ofte benyttede grunnforsterkningsmetoder

#### *Motfylling*

Under normale forhold er motfylling den metode som er enklest å bruke for å sikre stabiliteten til en vegfylling. Forutsetningen er imidlertid at det er disponibel plass langs vegen. Motfyllinger bygges oftest opp av materialer som ikke egner seg for oppbygging av vegfyllinger. I områder med bløt grunn er det vanligvis en del utgravde masser til overs som kan benyttes. Motfylling kan derfor være en rimelig sikringsmetode.

Når motfylling kan kombineres med jordbruksplanering eller mer omfattende landskapsmessig arrondering, bør planene vurderes i samarbeid med landskapsarkitekt.

Det stilles vanligvis ikke krav til fasthet i utlagt motfylling. En må imidlertid påse at densiteten til massene er som forutsatt. Motfyllinger skal bygges opp samtidig med hovedfyllingen, slik at nivåforskjellen mellom hovedfylling og motfylling aldri overstiger den endelige høydeforskjellen.



Figur 3.13 Utforming av motfyllinger /2/

Kontrollen må omfatte geometri og kan også omfatte:

- Densitet
- Massetyper

- Stabilitet av motfylling

Motfyllinger kan gi økte setninger etter hvert som bredden av belastningen øker, dette fordi dybdevirkningen gir spenningsøkning i grunnen. Motfylling anbefales derfor ikke som eneste tiltak dersom det er problemer med setninger.

### **Masseutskifting**

Metoden går ut på å fjerne løsmasser som ikke har tilstrekkelig bæreevne som fundament for vegfyllinger og andre vegkonstruksjoner, og erstatte disse med masser som har tilstrekkelig bæreevne.

Masseutskifting kan være en aktuell metode når undergrunnen består av torv eller sterkt humusholdige finkornige jordarter, samt bløt silt eller leire.

Masseutskifting kan medføre risiko for utglidninger, setninger og hevinger av nærliggende terreng. Før denne metoden tas i bruk må det derfor alltid gjøres en nøye vurdering av risikoen for skader på mennesker og eiendom, både innenfor masseutskiftingsområdet og i nærområdet rundt. Det må derfor utføres grunnundersøkelser i tilstrekkelig omfang slik at det er grunnlag for å vurdere nødvendig utskiftingsdybde, masseforbruk, sprengningsbehov og påvirkning av omgivelsene.

Det skal utarbeides kontrollplan for masseutskiftingsprosjekter. Kontrollplaner skal omfatte kontrolltiltak som har betydning for å sikre at arbeidene utføres i henhold til planene, og for å oppnå forutsatt kvalitet. Håndbok V221 /4/ gir en omfattende beskrivelse av metoden og prinsipp for kontroll.



Figur 3.14 Masseutskifting ved graving (t.v.) og ved graving foran fylling (t.h.) /4/

### **Lette masser**

I noen tilfeller er vekten av en vegfylling avgjørende for stabilitets- og/eller setningsforholdene. Særlig lette masser som EPS (ekspandert polystyren, ofte kjent under handelsnavnet «Isopor»), lettklinker (ofte kjent under handelsnavnet «Leca») eller skumglass (ofte kjent under handelsnavnet «Glasopor») kan da benyttes til oppbygging av hele eller deler av fyllingen slik at forholdene kan holdes under kontroll.

Vanlige bruksområder for lette masser er:

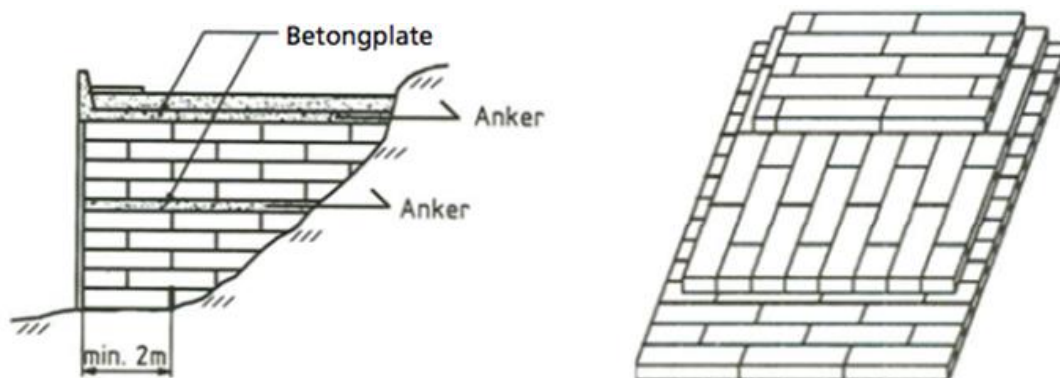
- Reduksjon av last på undergrunn, både på ny og eventuelt gammel, setningsskadet veg
- Reduksjon av jordtrykk mot støttemurer og landkar
- Utjevning av differensialsetninger i overgang til konstruksjoner
- Utbedring av rasområder
- Kompensert fundamentering

I tillegg har EPS følgende bruksområder:

- Landskapsutforming («landscaping»)
- Plassbesparende tiltak (eksempel; ved vertikal fyllingsavslutning kan plasskrevende motfyllinger unngås)
- Utnyttning av oppdriftsegenskaper (eksempel; over myrområder kan oppdriftsegenskapene til EPS utnyttes for å unngå setninger)



Figur 3.15 Eksempler på fyllinger med lette masser. T.v. lettklinker ved E18 Gulli (Foto: Jon Hauge). T.h. utlegging av skumglass med lett gravemaskin ved E6 Melhus (Foto: Statens vegvesen). /4/



Figur 3.16 Tverrsnitt av EPS-fylling i sideskrånende terreng (t.v.) og eksempel på oppbygging av EPS-fylling i forband (t.h.) /4/ (Tegning: Geir Refsdal)

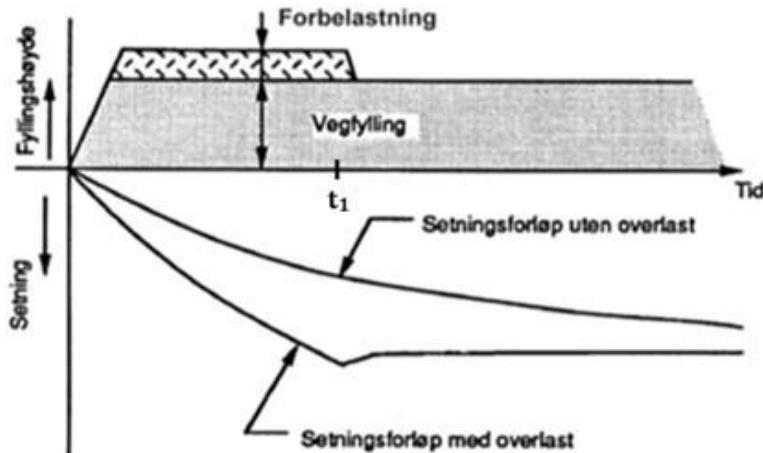
### **Forbelastning**

Forbelastning er en av de eldste metodene for å påskynde setningene i grunnen under vegfyllinger og brufundamenter. Metoden er enkel og mye brukt, men den har også sine begrensninger. Prinsippet ved metoden er å belaste grunnen midlertidig til en høyere spenning enn det den permanente belastningen vil medføre.

For vegfyllinger utføres slik forbelastning vanligvis ved at fyllingen først bygges opp til et høyere nivå, og gjerne også med større bredde, enn ferdig veg. Grunnlag for prosjektering av forbelastning vil være beregninger/anslag av setningenes størrelse og tidsforløp. Det er imidlertid ikke selve setningsstørrelsen som er avgjørende, men i hvilken grad massene er konsolidert for en spenning tilsvarende det den permanente lasten medfører.

Forbelastning krever ikke noe spesielt utstyr eller materialer utover det som kreves til den ordinære fyllingen. Stabiliteten må imidlertid være tilstrekkelig for å unngå utglidning av fyllingen

og det må påses at materialene oppnår planlagt densitet. For vurdering av totalstabiliteten og bæreevnen vises det til Håndbok V220 /3/.



Figur 3.17 Setningsforløp med og uten forbelastning /4/

Den øverste linjen i figur 3.17 viser setningene for en vegfylling som beregningsmessig vil oppstå i grunnen pga. permanent last. Den nederste linjen viser setningene som vil oppstå som følge av en forbelastning, i tillegg til den permanente lasten. Dersom forbelastningen blir liggende til tiden  $t_1$ , vil grunnen ha satt seg like mye i løpet av forbelastningstiden som de forventede totale setningene under den permanente fyllingen. Hovedandelen av setningene vil da være vesentlig raskere unnagjort enn for en fylling uten forbelastning.

Forbelastning er vanligvis en rimelig byggemetode. Kostnadene vil imidlertid være avhengig av hvor langt fyllmassene må transporteres. Med god planlegging og nødvendig tid til rådighet kan massene ofte brukes et annet sted på veganlegget når forbelastningen skal fjernes.

Jo tidligere i prosjektfasen denne byggemetoden blir vurdert/bestemt, jo lettere vil det være å innpasse den på en økonomisk gunstig måte til driftsopplegget i anleggsfasen.

Anleggskontrollen bør omfatte følgende punkter:

- utlagte masser er som beskrevet i beregningsforutsetningene (dvs. riktig type og densitet)
- overlasten er lagt ut med riktig høyde og bredde
- målepunkter/slanger for setningskontroll er etablert
- målehyppighet og rapporteringsrutine er avtalt

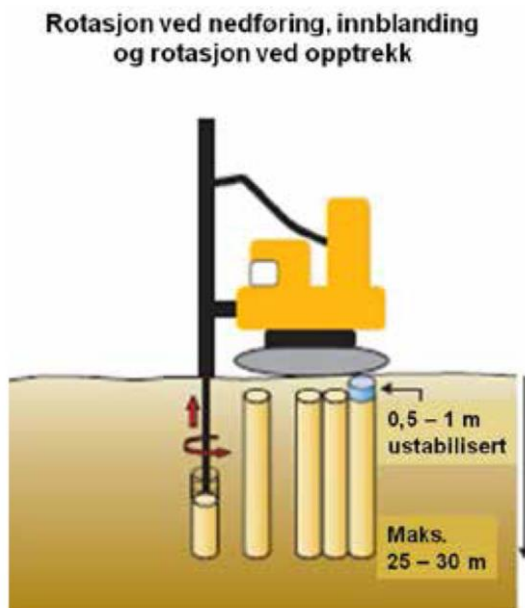
### **Kalk- og sementpeler**

Kalk- og sementpeler brukes til å forbedre bæreevne og stabilitet av bløt og sensitiv leire til dybder inntil 15-26 meter. Kalk og sement reagerer kjemisk med jord og danner et jordmateriale med større skjærstyrke og stivhet enn den opprinnelige jorden. «Pelene» settes av en beltegående rigg med borutstyr. Rigger er utstyrt med blandevertøy, en roterende visp som bores ned til ønsket dybde for underkant pel før innblandingen av kalk/sement starter.

Kalken/sementen blåses ut i jorden gjennom en dyse v.h.a. trykkluft samtidig som vispen roterer og trekkes opp. Jorden får på denne måten søyler av fastere masse der kalk/sement er blandet inn.

Det er viktig å være klar over at kalk- og sementpeler ikke er peler i ordets egentlige betydning, men søyler av forbedret jord i forhold til omkringliggende masse. Pelene er inhomogene og det kan bare regnes at de tar aksiallast. Det kan ikke forutsettes at pelene tar strekk- og

bøyepåkjønning uten at de settes sammen i blokker, skiver eller buer med til sammen stor skjærkapasitet.



Figur 3.18 Installasjon av kalksementpeler. Prinsippkisse (t.v.) og bilde av rigg som setter kalksementpeler på E18 Vestfold /4/

Kalk- og sementpeler får på grunn av de kjemiske reaksjonene med jorda i tillegg en grovere struktur enn omkringliggende jord, og de virker derfor til en viss grad også som vertikale dren og påskynder setningsforløpet.

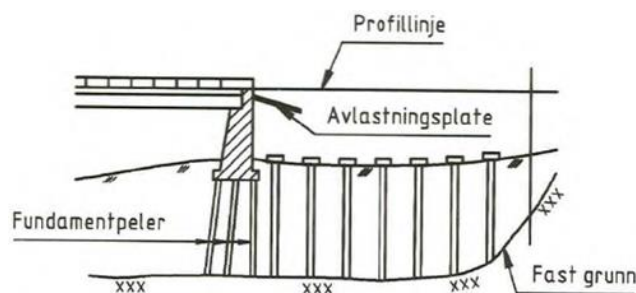
Kalk- og sementpeler benyttes i hovedsak:

- til å øke jordens bæreevne, f.eks. under fyllinger, anleggsveger o.l.
- til å bedre stabiliteten av skjæringer, naturlige skråninger og utgravninger
- som setningsreducerende tiltak under fylling eller setningsutjevning under tilløpsfyllinger mot bruer fundamentert til fast grunn
- som forsterkning av fundamenter i ledningsgrøfter

Mindre bruer og kulverter (lukkede rammekonstruksjoner) er også blitt fundamentert på kalk-/sementpeler.

### **Peler under vegfylling**

Hensikten med pelingen er å overføre belastningene fra fyllingen til dypere liggende faste lag eller fjell, ved å slå pelene ned til dette laget.



Figur 3.19 Peling under tilstøtende fylling mot brulandkar /4/

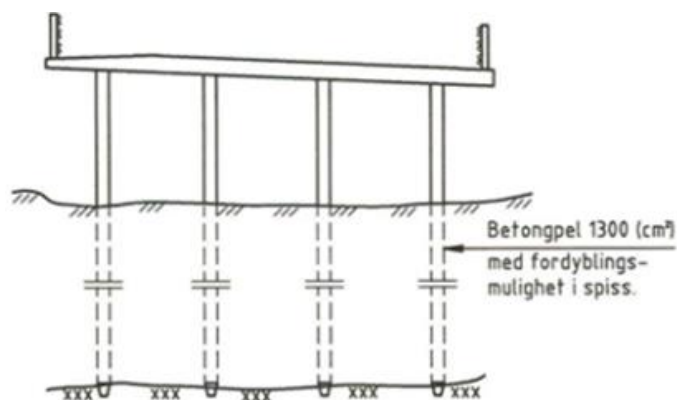


Som oftest blir det benyttet betongpeler til slike arbeider, men trepeler kan også være aktuelle. Fordi trepeler tar opp betydelig mindre laster enn betongpeler må de settes med en mindre senteravstand. En tilstrekkelig dekningsprosent kan da ev oppnås med kun pelehatter i stedet for betongstriper, som det oftest er nødvendig med for betongpeler /4/.

### **Myrbru/lavbru**

Konseptet er basert på en kontinuerlig platebru i slakkarmert eller spennarmert betong fundamentert på peler ført rett opp i bruplate, jfr. figur 3.20. Metoden har vært brukt i Norge siden 1960-årene og er gjerne betegnet myrbru fordi metoden første gang ble benyttet for å krysse ei myr.

Figur 3.21 viser ei myrbru på E6 i Østfold. Her kunne man ha bygget en 2-5 m fylling, men estetiske hensyn tilsa at man ønsket å bygge ei bru fremfor en fylling. Brua ligger over et område med bløt leire, men betegnelsen myrbru brukes ofte likevel i slike tilfeller.



Figur 3.20 Typisk tverrprofil av en myrbru /4/



Figur 3.21 Vikshaugen bru på E6 i Østfold, bygget i 1992 (Foto: El Hadj Nouri)

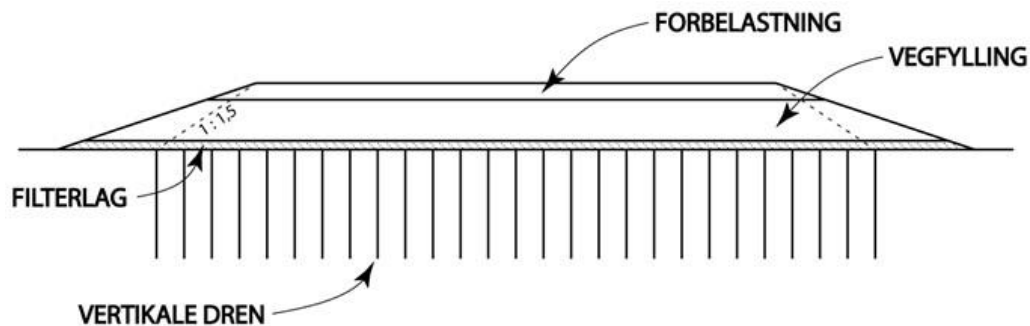
### **3.6.3 Grunnforsterkningsmetoder med økende anvendelse**

#### **Vertikale dren**

Setninger i lite permeable jordarter, som normalkonsolidert leire og leirig silt, kan påskyndes ved nedsetting av vertikale dren. Drenene korter ned drensvegen slik at porevannet raskere kan presses ut av jorda, inntil poreovertrykket er utjevnet. Dreneringen foregår i det alt vesentlige gjennom drenene, og avstanden mellom disse dimensjoneres slik at det meste av setningene finner sted før overbygningen legges ut.

Vertikale dren bør kombineres med forbelastning ved at fyllingen legges ut med overhøyde. Vertikale dren, i kombinasjon med forbelastning, er en aktuell løsning ved vegfyllinger og fundamenter der setninger er hovedproblemet /4/.

Figur 3.22 viser en prinsipptegning for bruk av vertikale dren under en vegfylling.



Figur 3.22 Dypdrenering med vertikale prefabrikkerte dren (Ill.: Marit Fladvad)

### **Dypkomprimering**

De to vanligste dypkomprimeringsmetodene er

- Dynamisk dypkomprimering med fallodd: Spesialutstyr/kran hvor et lodd (10-20 tonn) slippes fra en bestemt høyde (15-40 m) ned på terrenget.
- Dypvibrering: En fellesbetegnelse på metoder hvor jorda ved hjelp av en sylindrisk stålsonde utsettes for vibrasjoner, med eller uten vannspyling.

I tillegg er metoder som dypkomprimering ved sprengning og komprimeringspeling benyttet.

## **3.6.4 Grunnforsterkningsmetoder for spesielle problemstillinger**

### **Grunnvannssenkning**

I forbindelse med utgraving for vegskjæringer, tunneler, fundamenter og kulvertunderganger vil det ofte være aktuelt å grave under det eksisterende grunnvannsnivå. For å sikre en tørr byggegrop og stabile skråninger uten erosjonsproblemer i anleggsperioden kan en grunnvannssenkning være aktuelt.

I noen tilfeller kan artesiske overtrykk være et problem som vil kunne løses med grunnvannssenkning.

Grunnvannet kan senkes permanent eller midlertidig ved hjelp av en rekke forskjellige metoder avhengig av utgravingsdybde og areal samt jordart.

Følgende metoder eller en kombinasjon av disse vil være aktuelle for grunnvannssenkning:

- Drensgrøfter - åpne eller lukkede grøfter – spunkasser
- Brønner/sugespisser («well points») med eller uten vakuum (d = 50-300 mm)
- Store brønner med eller uten vakuum (d = 200-600 mm)
- Vertikaldren

En grunnvannssenkning vil, avhengig av massetype og eventuelle vannførende lag, kunne virke inn på relativt store områder. Dette må undersøkes grundig på forhånd slik at setningsskader på hus el. unngås. Det må også tas hensyn til pelefundamenter som kan bli påført påhengskrefter eller råte i trepeler som følge av en grunnvannssenkning.

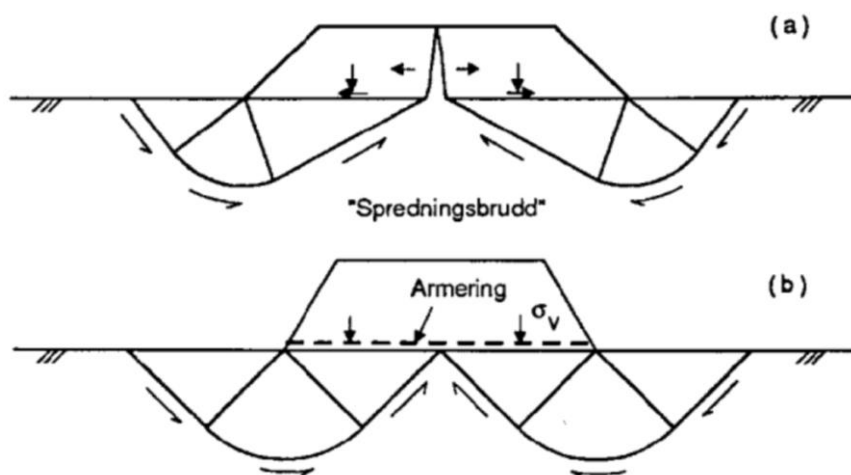


Figur 3.23 Anlegg for grunnvannssenking /4/

### Armering under fylling

Ved vegbygging på bløt grunn kan bæreevnen økes ved bruk av jordarmering. Armeringens primæroppgave er således å redusere mobiliseringsgraden for undergrunnen (øker stabiliteten og reduserer skjærdeformasjonene). Selv om jordarmeringen vil gi økt bæreevne, vil ikke setningene i grunnen reduseres. Differansesetningene kan imidlertid reduseres betydelig ved bruk av jordarmering.

Ved dimensjonering av armering under fylling må flere lasttilfeller undersøkes; totalstabilitet, stabilitet i fyllinga mot horisontalglidning og utpressing av masser under fyllinga, samt tilleggskrefter pga. setninger. Det forutsettes da at lokalstabiliteten av selve fyllingsskråningen er ivarettatt med stabil skråningshelning tilpasset aktuelle fyllingsmaterialer, eller ved en armert løsning ved bruk av brattere skråning.



Figur 3.24 Armering under vegfylling /2/

Ved utlegging av armering under fylling på bløt grunn er det viktig å unngå grunnbrudd i anleggsperioden. Armeringen bør normalt legges ut vinkelrett på senterlinje fylling (på tvers av

yllinga). Dette vil si at jordarmeringen legges med høyeste strekkstyrke i retning med største påkjenning.

Som jordarmering er ulike syntetiske nett og stålnett brukt, men krysslågt bakhun, når det kan skaffes, har vist seg å være spesielt effektivt. Et eksempel med bruk av bakhun som armering er vist i kapittel 4 (figur 4.41).

### **Injisering**

Med injisering menes ulike metoder benyttet for å forbedre et jordmateriales styrkeegenskaper, som regel ved innsprøyting av en vann-/sementblanding.

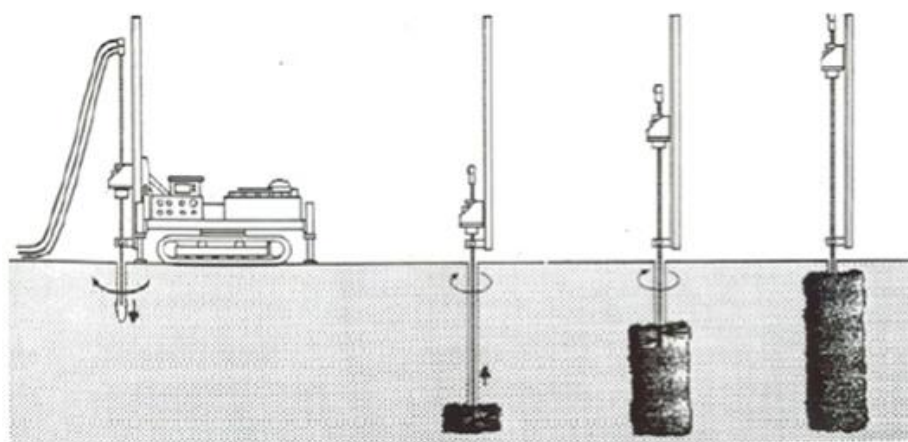
Mens det ved injisering med jetpelmotoden i leire brukes ulike sementblandinger som blandes inn ved omrøring av massene, kan andre injiseringsmaterialer også benyttes når undergrunnen består av sand eller grusmaterialer, jfr. figur 3.25. Injeksjonsmassen fyller da porene i jordarten, og hensikten er enten å øke stivheten eller redusere permeabiliteten.

TYPE	AKTUELL JORDART	PERMEABILITET $k = \text{m/s}$
Sement med bentonitt eller leire	Grus	$> 5 \cdot 10^{-4}$
Deflokkulert bentonitt	Grov sand	$> 5 \cdot 10^{-5}$

Figur 3.25 Ulike typer injiseringsmaterialer avhengig av jordart /3/

Jetinjiseringsmetoden ble utviklet i Japan i begynnelsen av 1970-årene og er videreutviklet i Europa og Sør- og Nord-Amerika. Metoden har hittil hovedsakelig blitt brukt som en grunnforsterkningsmetode i forbindelse med refundamentering av konstruksjoner. Men den kan også anvendes som grunnforsterkning i forbindelse med nyanlegg, eksempelvis tunneldrift i løsmasser, skråningsstabilitet og fundamentering av bruer.

Jetinjisering kan også brukes til å etablere en innvendig avstivning under gravenivå i en spuntgrop, og vil kunne sikre full kontakt mot spunten og dermed bidra til å redusere deformasjoner ved utgraving.



Figur 3.26 Utførelse av jetpeler /4/

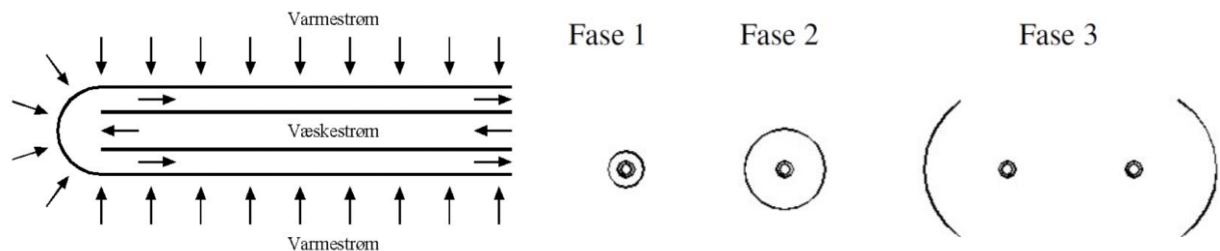
### Grunnfrysing

Grunnfrysing har i hovedsak hittil vært benyttet for å passere områder med løsmasser, dårlig fjell eller rasområder i forbindelse med tunnelbygging. I utlandet blir grunnfrysing stadig oftere benyttet for stabilisering av løsmassetunneler og byggegropen i byggefasen, da metoden i tillegg til å stabilisere gir en vanntett løsning under grunnvannstand.

Metoden har også vært benyttet i forbindelse med permanente konstruksjoner som del av en installasjon med jordvarmepumpe.

### Utførelse

Fryserørene monteres i grunnen der det skal dannes en frostkonstruksjon. De installeres i hull som vanligvis bores med foringsrør. Nedfrysingen skjer ved at varme fjernes via installerte rør. Fryserørene er koaksiale, slik at et kaldt medium kan strømme inn gjennom det innerste røret og tilbake mellom indre og ytre rør. Dermed etableres «frostsylindre» i massen rundt hvert rør som så utvider seg og vokser sammen til en ferdig frostkonstruksjon (figur 3.27).



Figur 3.27 Prinsipp for varmetransport og utvikling av frostsylindre i en frostkonstruksjon /9/

I fryserørene benyttes enten lakefrysing (kalsiumklorid og vann, med temperatur ned til  $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) eller kondensert nitrogen (med fordampningstemperatur på  $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ ). Ved bruk av nitrogen er det lite rigging, og nitrogen kan mellomlagres i tanker som fylles fra tankbil.

Utførelse av grunnfrysing forutsetter innsats både av geoteknikere og kuldeteknikere, og det krever også borte teknisk kompetanse.

Den nødvendige frysetiden er avhengig av de temperaturkrav som settes til frostkonstruksjonen ved dimensjoneringen, egenskapene til de massene som skal fryses og hvordan fryseutstyret dimensjoneres. Varmeledningsevne, varmekapasitet og vanninnhold i massene er viktige parametere ved beregning av frysetid. På grunn av høyt vanninnhold, vil nedfrysingstiden i bløte leirer være lengre enn i andre masser med mindre vanninnhold, f. eks. friksjonsmasser.

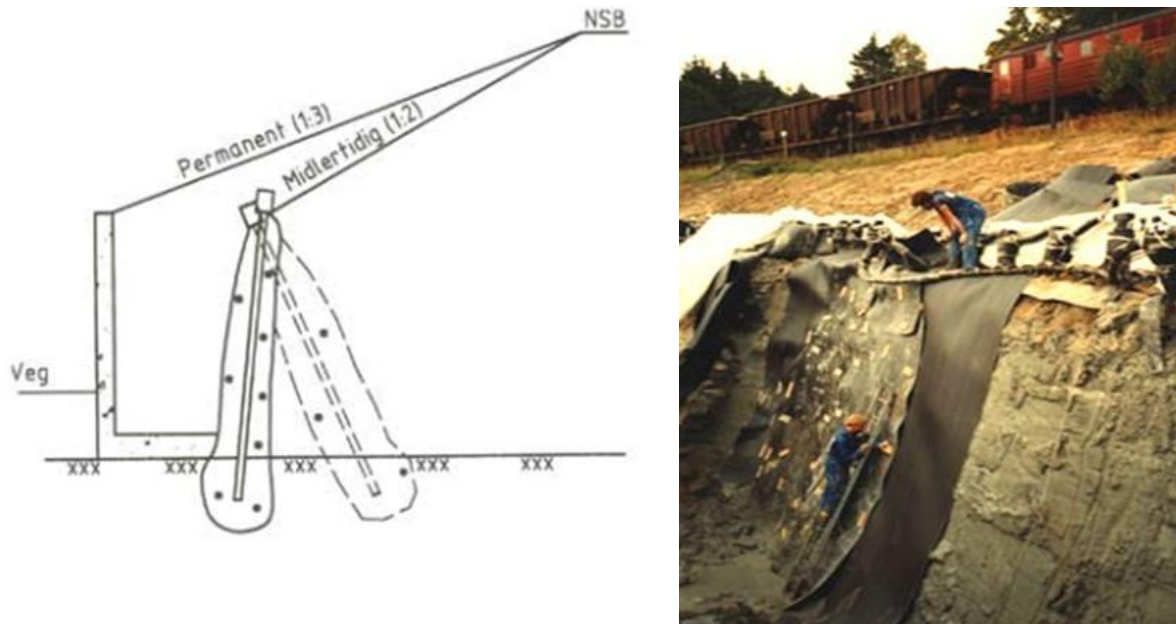
Ved nedfrysing er det viktig å være klar over varmekilder, særlig strømmende vann. Man må også være klar over at opptiningen normalt tar mye lengre tid enn nedfrysingen, slik at eventuelle telehivskader/tinesetninger først vil opptre lenge etter at frysingen er avsluttet.

Grunnfrysing er en miljøvennlig metode som ikke forurensar det ytre miljøet.

Eksempler på oppgaver der grunnfrysing kan være aktuelt:

- Løsmassetunneler
- Vanntette skjermene i undergrunnen
- Vanntette støttekonstruksjoner for byggegropen

- Midlertidige understøttelser av konstruksjoner
- Rasstabilisering
- Stein og blokkholdig jord hvor spunting er vanskelig
- For eller i samvirke med andre konstruksjonselementer, for eksempel tetting mellom spunt og fjell, under/rundt rørgjennomføringer, mellom spuntelementer etc.



Figur 3.28 Eksempel på grunnfrysing for midlertidig sikring av støttemur på E18 Eidangerhalvøya, Telemark /4/ (Foto: Anne-Lise Berggren)

### **Saltbrønner**

Ved denne metoden påvirkes egenskapene til leire ved å påvirke leiras saltinnhold. Ved bruk av saltbrønner hvor sylindriske hull boret i leirmassene fylles med salt, utnyttes saltets evne til å diffundere utover i uforstyrret leire rundt selve saltstrengen.

Det er særlig flytegrensen som påvirkes, leirens plastisitet økes ved tilføring av salt. Resultatet blir øket skjærstyrke og sterkt redusert sensitivitet. Setningsømfintligheten blir også redusert pga. en forkonsolideringseffekt. Forskjellige salter vil ha ulik effekt.

Metoden kan benyttes for å sikre stabiliteten av vegfyllinger og skjæringer når grunnen består av bløt og kvikk leire. Diffusjon tar imidlertid svært lang tid, og bruk av denne grunnforsterkningsmetoden betinger at man har ett til to år til rådighet til forsterkningen skal være effektiv.

### **Elektroosmose**

Elektroosmose er en metode som kan anvendes for å øke fastheten og påvirke setninger i leire ved å redusere vanninnholdet. Prinsippet går ut på å påføre leirmassene et spenningsfelt ved å sette ned stålstenger i leira og kople disse til en likestrømkilde. Porevann vil da strømme fra den positive elektroden (anoden) til den negative (katoden) og vannet kan ledes vekk fra denne.

Gradienten som settes opp kan langt overstige normale hydrauliske gradienter. Men da permeabiliteten i norske leirer er lav, vil det likevel ta lang tid å få ut større vannmengder, slik at ønskede fasthetsøkninger oppnås.

I tillegg må områdene hvor elektroosmose skal benyttes inngjerdes av sikkerhetsgrunner, da nødvendig strømstyrke er stor. Metoden blir da også kostbar.

Metoden er anvendt for noen prosjekter i Norge på 1960 og -70-tallet.

## 3.7 Fyllinger

### 3.7.1 Generelt

#### *Rensk*

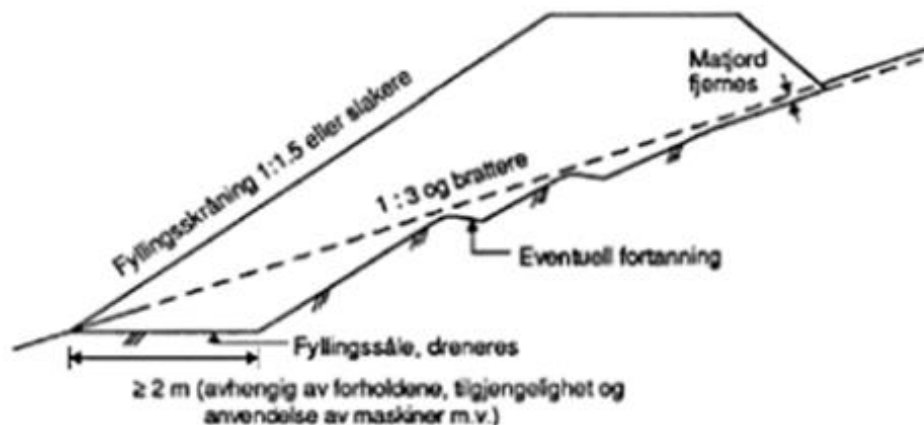
Før etablering av fylling bør vegetasjon og humusholdige masser fjernes der dette kan gi problemer med hensyn til stabilitet og/eller setninger. Om det ikke rent teknisk er nødvendig å fjerne matjord, så tilsier nytteverdien av matjord som regel at den også bør fjernes med tanke på annen bruk.

Det er generelle krav i vegnormalene at trær, busker og kratt under fyllinger skal kuttes ned til terrenget og fjernes fra området. Videre skal alle stubber som ligger nærmere profilhøyden enn 3 m graves opp og fjernes.

#### *Fyllingsfot i skrånende terreng*

I tillegg til fjerning av matjord og andre bløte løsmasser i tverrskrånende terreng, stiller vegnormalene krav om etablering av fyllingsfot.

For å unngå sig og setninger i en fylling, med ujevnheter og sprekker i vegbanen som resultat, må fyllingen bygges opp slik at kontakten med de underliggende massene blir god og slik at det blir støtte for komprimering ved oppbyggingen av fyllingen. Figur 3.29 viser hvordan fyllingsfoten kan utformes med etablering av fyllingssåle og fortanning for lagvis utlegging i skrånende terreng, og for steinfylling ved utlegging fra tipp.



Figur 3.29 Fyllingsfot med fyllingssåle /2/

#### *Krav til fyllmasser*

De fleste jordmaterialer kan brukes til oppbygning av fyllinger, også leire og silt, men fyllmassene skal ikke inneholde materialer som senere kan gi opphav til setninger eller stabilitetsproblemer. Det betyr at humusholdige masser (> 3 % glødetap) ikke skal brukes i oppbyggingen. Snø, is eller teleklumper skal ikke forekomme, heller ikke i steinfyllinger. Når snø og is eller frosne masser først er bygget inn i en fylling kan de bli liggende over flere somre før de tiner og forårsaker setninger.

I jord som brukes i fyllinger skal ikke enkeltsteiner bygge mer enn halve lagtykkelsen under utlegging. For steinfyllinger skal største steinstørrelse ikke overstige  $\frac{2}{3}$  av lagtykkelsen ved utlegging.

### 3.7.2 Fyllinger av silt, sand og grus

Grov sand og grus er friksjonsjordarter uten sterke bindingskrefter mellom mineralkornene i ubelastet tilstand (lav attraksjon,  $a$ ). Slike masser er dessuten så permeable at det ikke bygges opp poretrykk i dem ved hurtige belastninger, for eksempel ved utlegging og komprimering. Av hensyn til permeabiliteten bør maks. 8 % av massen være mindre enn 0,075 mm og vanninnholdet bør ikke ligge over ca. 15 % av tørrvekt.

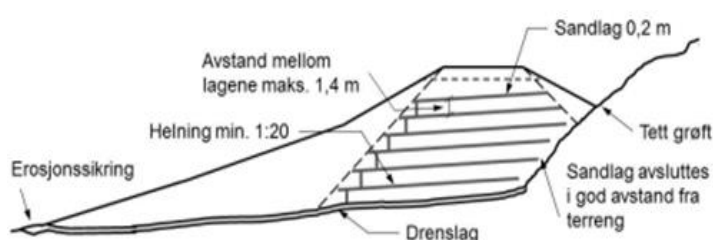
Mellomjordarter i området fra fin silt til middels sand har en blanding av kohesjons- og friksjonsegenskaper, og kan ofte være vanskelig å trafikere med anleggstrafikk ved utlegging. Vanninnholdet for slike masser bør derfor ligge godt under det optimale (bestemt ved Proctorforsøk /8/) for at massene skal kunne legges ut i en fylling.

### 3.7.3 Fyllinger av leire

Norge var på 1970-tallet et foregangsland i den geotekniske utviklingen som førte til bruk av leire til oppbygging av fyllinger. Det er mulig å bygge opp gode fyllinger av leire, men planleggingen av slike fyllinger må utføres av personell med solide geotekniske kunnskaper.

Tørrskorpeleire med naturlig vanninnhold mindre enn 30 % av tørrvekt, kan normalt brukes til vegfyllinger her i landet. Denne leira finnes i topplaget over annen leire. Vanligvis har slik leire en noe lysere farge (brunaktig) og er tørrere enn leire fra større dybder. Tørrskorpeleira er karakterisert ved at uttørring og kjemiske forandringer har endret de opprinnelige egenskapene slik at skjærfastheten er øket betraktelig og vanninnholdet har sunket.

Typisk naturlig vanninnhold er 15-30 % for masser med leirinnhold 10-40 %. Leire med vanninnhold i området 23-28 % har vist seg å gi gode resultater. Skjærfastheten bør være over 50 kPa for uomrørt og over 10 kPa for omrørt tilstand.



Figur 3.30 Oppbygging av leirfylling på E16 ved Veien-Nymoen i Buskerud (Foto: Frode Oset). T.h. en prinsippskisse for vegfylling med drenerende sandlag /4/

Ved utlegging av leirfyllinger skal massene legges ut lagvis i 20 cm tykke lag ferdig komprimert /4/. I leirfyllinger som er høyere enn 3 m skal det for hver 1,4 m med leire legges inn 20



cm tykke sandlag. Hensikten er å tilføre drenerende masser med vesentlig høyere permeabilitet enn leirmassene. Sandlagene forbindes vertikalt med sandsøyler for hver 5 m.

### 3.7.4 Fyllinger av sprengt stein

#### *Fyllingsmaterialet*

Sprengt stein til fyllinger vil en normalt få fra skjæringer i berg, fra tunnelanlegg, eller fra sidetak. Stein fra dagbrudd får vanligvis en gunstig steinstørrelsesfordeling, og er derfor mest gunstig. Det vil alltid bli en del sikerester fra slike sprengte eller knuste steinmaterialer, og det er ønskelig at dette «subbus»-innholdet er minst mulig.

Normalt vil steinkvaliteten være tilfredsstillende, men enkelte bergarter egner seg likevel dårlig. Dette gjelder bergarter som er sterkt forskifret, forvitret og/eller har et høyt glimmerinnhold. Det må foretas en samlet vurdering av graden av forskifring, forvitring og glimmerinnhold opp mot fyllingshøyde, fyllingsskråning, krav til egenstabilitet, permeabilitet og setninger for å vurdere om massene er uegnet til fylling.

Dersom steinfyllingen er åpen, settes det ikke krav til finstoffinnholdet, men er steinfyllingen tett (dvs. steinene flyter i subbus, f.eks. fløssberg) bør maks 8 % av massen være mindre enn 0,063 mm og humusinnholdet ikke overstige 3 % glødetap på masser < 0,5 mm. Ved slike masser bør det tas hyppigere kontroll for å dokumentere kvaliteten.

Tunnelstein kan, når sprengningsmetode tilpasses, gi brukbare masser for fyllinger også i vann. Det er imidlertid ofte tendens til at tunnelsprengning gir mye subbus som det kan være nødvendig å sortere ut.

Erfaringstall med hensyn til utvidelsesfaktor (volumøkning) fra fast berg til fylling er:

- fylling over vann: 1,35 - 1,45
- fylling i vann/sjø: 1,50 - 1,55

Fyllinger av sprengt stein kan legges med skråningshelning brattere enn 1:1,25, men dette forutsetter lagvis utlegging og stein med egnet form og størrelse i skråningsflaten. Skråningen må ordnes, dvs. hver stein må plasseres individuelt slik at skråningen blir stabil.

Ved fylling i vann bør massene fortrinnsvis bestå av sprengstein. Når fyllingen skal fortrenge bløte masser i grunnen er det en fordel at det fylles med stor stein for å sikre fortrenge og unngå glidning, og det er fordelaktig med minst mulig finstoff og subbus, se figur 3.31. For å sikre en god fortrenge kan det være nødvendig å gå fram med overhøyde på utfylte masser.



Figur 3.31 Utlegging av steinfylling med fortrenge av bløte masser /4/

### **Utlegging**

Under normale forhold og med vanlige krav til egensetninger, kan steinfyllinger legges ut fra endetipp i nivå 1,0 m under planum (traubunn). Dersom terrenget skråner 1:3 eller brattere i vegens tverretning, bør steinfyllingen legges ut og komprimeres lagvis, og dersom det er strenge krav til setninger må fyllingen bygges opp lagvis. På nivå 1,0 m under planum skal det utføres komprimering.

Når fyllingshøyden er over 6 m, bør fyllingen legges ut lagvis med lagtykkelse 1-2 m, og hvert lag komprimeres. Massene kan bestå av sprengt stein med største steinstørrelse lik  $\frac{2}{3}$  av lagtykkelsen, men med største sidekant  $\leq 1,5$  m.

Fylling utlagt fra endetipp og komprimert som anvist, vil få egensetninger av størrelsesorden inntil 1 % av total fyllingshøyde. Setningene ventes å vare minst 6 mnd., men vil kunne påskyndes ved kraftig nedbør, eller ved kraftig vanning / spyling under utlegging.

Utlegging om vinteren når det er frost, vil føre til mindre effekt av komprimeringen, og vil kunne føre til økede egensetninger i fyllingen. Setningene vil også strekke seg over lengre tid enn tilfellet er når fyllingen legges ut i mildvær. Kontinuerlig døgndrift bør i slike tilfeller vurderes.

## **3.8 Skråninger**

Ved utforming av skråninger og valg av sikringsmetoder er det viktig å hindre erosjon og forurensning samt å legge vekt på god landskapstilpasning.

Eroderte jordmasser kan gi store forurensningskonsekvenser i tilgrensende vassdrag. Sikringstiltakene må derfor gjennomføres umiddelbart etter at skråningen er etablert eller før skråningen etableres, for eksempel med sedimentasjonsdammer eller avskjæringsgrøfter.

Landskapsmessig sett er det i første rekke viktig at veglinja er godt tilpasset terrenget slik at store skråningsflater og skjæringer unngås. Skråninger i jord bør utformes i samsvar med øvrige terrengformer i landskapet. Det må sørges for gode overganger til eksisterende terreng.

Vegetasjon er et viktig stabiliserende element både når det gjelder vannregulering og armering av jorda. Der gress, trær og busker er tilfredsstillende som sikringstiltak bør dette av økologiske og landskapsmessige hensyn nyttes framfor, eller i kombinasjon med, mekaniske tiltak.

### **3.8.1 Sikring av skråninger i jord**

Dårlig overflatestabilitet i skjæringssskråninger i løsmasser kan gi store problemer ved at løsmassene fyller opp veggrøfta og følger vannet videre inn i kummer og rør i drencsystemet, med fare for tetting.

Ved drenering av en skråning tas det sikte på å

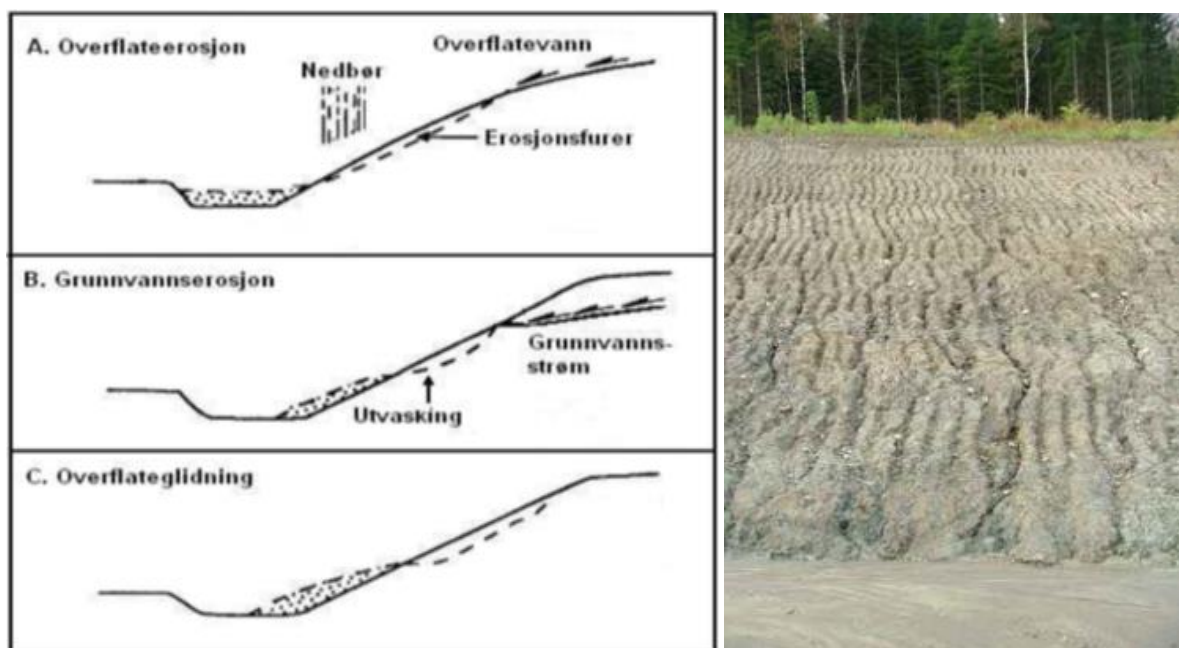
- avskjære vann som ellers vil renne ut over skråningsflaten
- ta vare på vann som kommer ut av grunnen i skråningen slik at grunnvannserosjon og overflateglidninger unngås

Skråningsskader i jord deles vanligvis i tre hovedtyper, slik det er vist i figur 3.32.

Ved overflateerosjon rives mineralkorn eller jordklumper løs og transporteres med rennende vann, som vist på bildet.

Grunnvannserosjon kan oppstå når grunnvannet trekker ut i en vegskråning. Årsaken er ofte at lagdelt grunn blir gjennomskåret.

Overflateglidninger er glidning i et sjikt omtrent parallelt med skråningens overflate. Som regel ligger glideflaten 0,1 – 0,5 m under overflaten. Slike glidninger kan skje ved oppbløting under kraftig høstregn eller i teeløsningen ved at det øverste jordlaget tiner og får et overskudd av vann som hindres i å sige ned i jorda pga. dypereliggende tele.



Figur 3.32 *Typer av skråningsskader i jord (t.v.) /2/. T.h. eksempel på overflateerosjon (Foto: Kristine Flesjø)*

Faren for slike skråningsskader vurderes under prosjekteringen ut fra grunnundersøkelser og eventuelle erfaringer fra sammenlignbare eksisterende skjæringsskråninger i samme område. Det er svært viktig å vurdere jordarter, lagdeling og tilførsel av grunnvann og overflatevann sammen med klimatiske forhold med tanke på valg av aktuelle tiltak.

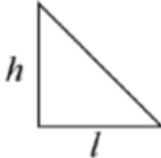


Figur 3.33 *Eksempel på grunnvannserosjon (t.v.) og overflateglidning (t.h.) /4/ (Foto: Thorbjørn Hansen, Bjørn Dolva)*

For å sikre stabile skjæringshelninger er det satt krav til største tillatte skjæringshelninger avhengig av grunnforholdene, som vist i figur 3.34.

Skråninger skal anlegges slik at de har tilfredsstillende stabilitet mot større utglidninger og ras. Men de skal også være sikret mot skader i form av erosjon og overflateglidning fordi slike skader kan være begynnelsen til større skader og stabilitetsproblemer.

Grunnforhold	Største skråningshelning (h : l)	
		Spesielle overflatetiltak må planlegges
Stein	1:1,5	1:1,25
Grus	1:2	1:1,5
Sand $C_u \geq 5$	1:2	1:1,5
Finsand/silt <ul style="list-style-type: none"> <li>• tørr</li> <li>• lagdelt</li> <li>• vannmettet</li> </ul>	1:3 <sup>1)</sup>	1:2 <sup>1)</sup>
Leire <ul style="list-style-type: none"> <li>• skjæringsdybde 0-10 m</li> <li>• skjæringsdybde &gt; 10 m</li> </ul>	1:3 1:3 <sup>2)</sup>	1:2 <sup>2)</sup>



- 1) Ved lagdelt og/eller vannmettet finsand/silt bør skråningshelning vurderes spesielt. Profilet skal da vurderes i sammenheng med sikringstiltak.
- 2) Stabilitet mot dyperegående glidninger skal undersøkes.

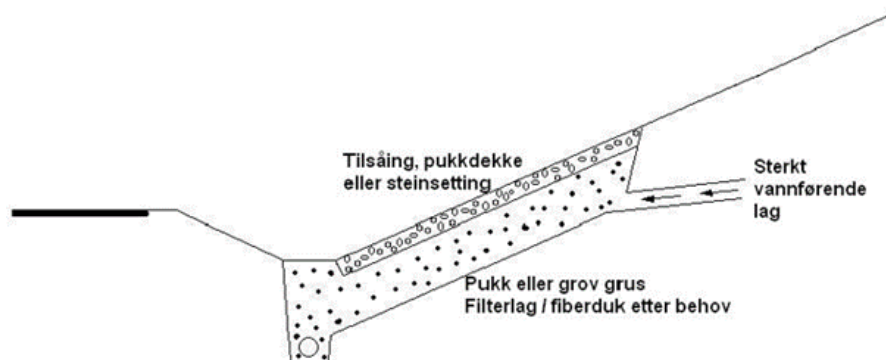
Figur 3.34 Største tillatte skjæringshelning i løsmasser /2/

Aktuelle tiltak for sikring av overflatestabilitet er vist i figur 3.35.

Skadetype	Skadeårsak	----- TILTAK -----		
		Gunstige forhold.	Vanskelige forhold.	Ekstreme forhold.
		Ikke spesielt erosjonsømfintlig grunn. Ingen spesielle grunnvannsproblemer. Lite nedbør. Lokale erfaringer viser små skråningsproblemer.	Mer erosjonsømfintlig grunn og mulighet for glidninger. Konsentrerte uttrekk av grunnvann. Lokale erfaringer viser at skrånings-skader er vanlig.	Erosjonsømfintlige masser og/eller leirige masser som er utsatt for overflateglidninger. Konsentrerte uttrekk av grunnvann. Betydelig nedbør og overflatevann. Lokale erfaringer viser at skrånings-skader er meget omfattende.
Overflate-erosjon	Overflatevann og nedbør som renner ned skråningene	Vegetasjonsdekke Terrenggrøft	Vegetasjonsdekke Barkdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Utslaking av skråning	Vegetasjonsdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Grus- eller pukklag Utslaking av skråning
Grunnvanns-erosjon	Uttrekk av grunnvann konsentrert i laggrensler ev. fra avbrutt jordbruksdren eller grøfter	Vegetasjonsdekke Terrenggrøft	Vegetasjonsdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Skråningsdren	Vegetasjonsdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Skråningsdren Grus- eller pukklag
Overflateglidning	Nedsatt fasthet i sjikt parallelt med skråningen. Oppbløtt pga. tining av teie og nedbør.	Vegetasjonsdekke Terrenggrøft	Vegetasjonsdekke Armeringsnett Terrenggrøft Skråningsdren	Vegetasjonsdekke Armeringsnett Terrenggrøft Slakere skråningshelninger Skråningsdren Drenggrøft Kombinert pukklag og drenggrøft

Figur 3.35 Aktuelle tiltak for sikring av overflatestabilitet i vegskråninger /4/

I de fleste tilfeller er den drenerende virkning av drensgrøft ved foten av skråningen tilstrekkelig drenering for sikring av skråningen. Der grunnvannet kommer fram i årer eller i sjikt i skråningen, kan vannet fanges opp som vist i figur 3.36 og 3.37. Avstanden mellom slike skråningsdren er 4 – 6 m.



Figur 3.36 Prinsippskisse for erosjonssikring i skjæringskråning /1/



Figur 3.37 Eksempel på skråningsdren vinkelrett på veggrøfta (Foto: Arvid Sagbakken)

Estetiske virkemidler som avrunding av skråningstopp og bunn, og generelt best mulig tilpasning til omgivelsene og etterligning av de naturlige forhold, inngår også i en oppskrift for erosjonssikring.

På planleggingsstadiet bør mulighet for reetablering av vegetasjon i skråninger vurderes. Dessuten må det tas hensyn til et framtidig, rasjonelt vedlikehold av skråning, nødvendige grøfter, stikkrenner og vegetasjon. Reetablering av vegetasjon i skråninger må tilstrebes.

Vegnormalene stiller krav til fyllingskråningers høyde og helning samt sikkerhetssone hvor det ikke skal være trafikkfarlige elementer, som steiner, trær, vann etc. Slike faremomenter skal fjernes eller utformingen må endres dersom en skal unngå bruk av vegrekkverk.

Det er hensiktsmessig å planlegge forebyggende tiltak mot skråningsskader på et tidlig tidspunkt i planarbeidet. Dette gjelder først og fremst der hvor hensynet til stabilitet og fare for ras er en avgjørende faktor. Ofte er det sammenfallende interesser mellom sikring mot dyperegående grunnbrudd og sikring mot overflateskader. Minst mulig inngrep i eksisterende terreng, begrenset fyllings- og skjæringshøyde og riktig valg av skråningshelning er viktig for begge problemstillinger.

### 3.8.2 Sikring av skråninger mot vann

Ved vegbygging som medfører inngrep i strandsoner og langs elver og bekker må en ivareta hensynet til miljøet (tilgjengelighet, landskapstilpasning, estetikk, forurensning m.m.) og rent tekniske hensyn (stabilitet, sikring mot erosjon og utvasking m.m.).

Det bør i størst mulig grad legges vekt på å bevare strandsoner. Justeringer av veglinjen for å oppnå dette kan best gjøres i tidlige planfaser. Terrenginngrepene bør begrenses slik at vegen utgjør en smalest mulig korridor.

Ved å sette igjen en uberørt kantsone langs vassdraget eller prosjektere utfyllinger / omlegging med en tilsvarende vegetasjonssone kan en bedre bevare inntrykket av naturlig vassdrag og dette vil også gi rom for å opprettholde naturlige vandringsveger for dyr. Om vegetasjonen skyldes planting eller er kommet på naturlig måte er av underordnet betydning.

Det viktige i denne sammenheng er å kjenne virkningene av ulike vegetasjonsformer og bestemme eller forutsi omfanget av vegetasjon, og ta hensyn til den i prosjekteringen.

Eventuelt behov for erosjonssikring av skråninger mot vann dimensjoneres ut fra flomberegninger i vassdrag, eller havnivåtabeller og beregning av signifikant bølgehøyde. Aktuelle sikringstiltak er beskrevet i Håndbok V221 /4/.

### Referanser

- /1/ Vikas Thakur og Tarald Rørvik, *Introduksjon til geoteknikk* (Lærebok).
- /2/ Statens vegvesen, *Vegbygging*, Håndbok N200, Vegdirektoratet 2014.
- /3/ Statens vegvesen, *Geoteknikk i vegbygging*, Håndbok V220, Vegdirektoratet 2014.
- /4/ Statens vegvesen, *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, Håndbok V221, Vegdirektoratet 2014.
- /5/ Standard Norge: NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7, *Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler*, 2008.
- /6/ Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), *Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper*, NVE-rapport nr. 7, 2014.
- /7/ Statens vegvesen, *Styring av vegprosjekter*, Håndbok R760, Vegdirektoratet 2014.
- /8/ Statens vegvesen, *Laboratorieundersøkelser*, Håndbok R210, Vegdirektoratet 2014.
- /9/ Anne-Lise Berggren, *Grunnfrysing for tunnel under Moss sentrum*, Geofrost rapport, 2007.

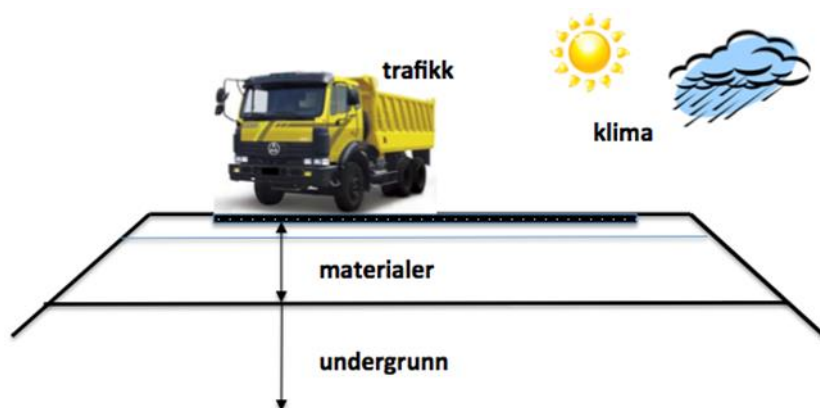
## 4 Vegens oppbygning

### 4.1 Påkjenninger – trafikk og klima

Ved dimensjoneringen av en vegoverbygning er undergrunnsforholdene, som vi klassifiserer etter bæreevnegruppe, en av de viktigste parameterne. Vi setter dessuten krav til de materialene vegen skal bygges opp av. Men det er også noen «ytre krefter» vi må ta hensyn til: trafikkbelastningene og klimapåkjenningen.

Mht. trafikkbelastningene er det i hovedsak belastningene fra tungtrafikken som er dimensjonerende – dvs. aksellasten, aksellastkonfigurasjonen, totallasten og ringtrykket.

Klimaet har åpenbart avgjørende betydning for kjøreforholdene, men det har også stor innvirkning på vegens bæreevne. Klimaet er bestemt av solstrålingen og de grunnleggende prosessene i atmosfæren, men det klimaet vi opplever kan i hovedsak karakteriseres ved klimafaktorene temperatur, nedbør og vind.



Figur 4.1 Trafikken og klimaet er ytre påkjenninger på en vegoverbygning

#### 4.1.1 Trafikkklaster

Ved dimensjonering av en vegoverbygning er det normalt å ta utgangspunkt i aksellasten som er tillatt på vegen. Det er imidlertid også andre deler av trafikkbelastningene som påvirker hvordan vegoverbygningen bør dimensjoneres.

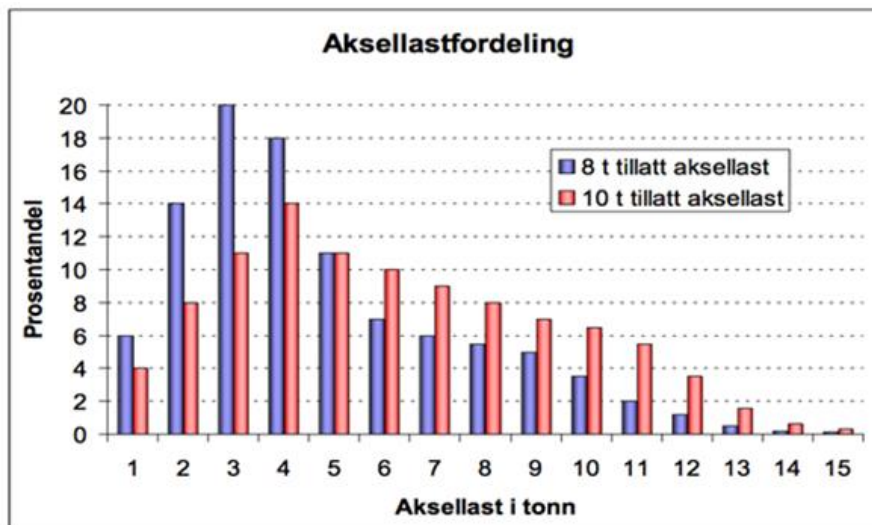
##### **Aksellaster**

Når en ny veg skal bygges bør man ha kjennskap til hvilken sammensetning av aksellaster det vil vær på vegen. Dette kan man få ved å foreta en telling av tunge kjøretøyer på tilsvarende veger i området, men normalt vil man benytte seg av den aksellastfordelingen og den årlige trafikkøkningen som er lagt til grunn i vegnormalene.

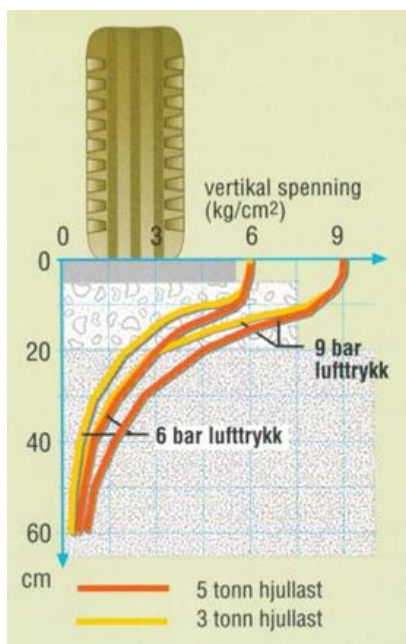
Dette kan vi gjøre fordi den norske dimensjoneringen skal ende opp i en av seks trafikkgrupper (A – F), og dimensjoneringen er såpass robust at det ikke er nødvendig med en høyere presisjon i inngangsparameterne.

Aksellastfordelingen på norske veger er i dimensjoneringen forutsatt å være slik den er fremstilt i figur 4.2, og dersom man ikke har kunnskap om store variasjoner i forhold til dette, kan man

bruke denne fordelingen. Sverige har et godt utbygd system for automatiske målinger på bruer av aksellaster på biler i fart (BWIM, Bridge weighing in motion). De aksellaster som er funnet der avviker ikke vesentlig fra det som er vist i figur 4.2.



Figur 4.2 Slik er aksellastfordelingen forutsatt i vegnormalene /1/



Figur 4.3 Spenningsfordeling fra kombinert aksellast og ringtrykk /5/

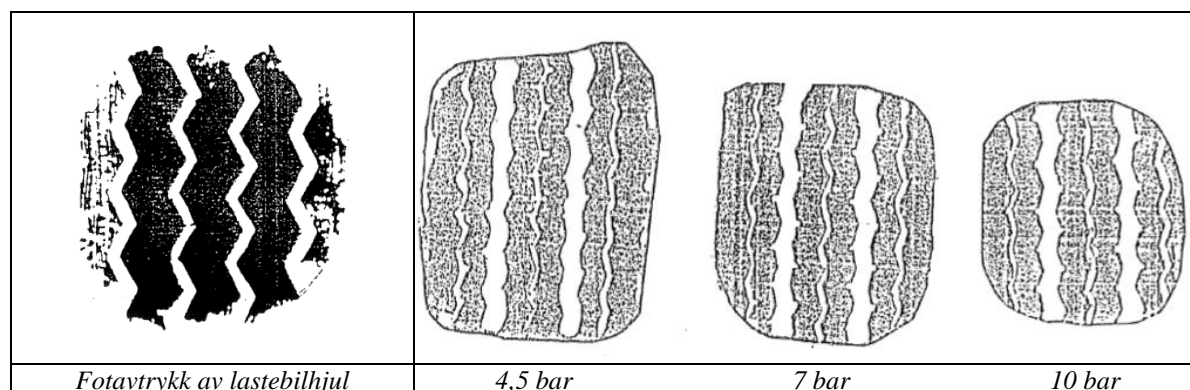
### Ringtrykk (dekktrykk)

Hjullasten overføres til vegdekket ved trykk i den kontaktflaten som hjulet danner ved flattrykking mot underlaget. Størrelsen på kontaktflaten er avhengig av dekkstivheten, ringtrykket (dekktrykket), kjørehastigheten og underlaget.

Stivheten i dekkbane og skuldrer sammen med høyt lufttrykk gir størst kontaktrykk i midten av kontaktflaten. Horisontalkrefter som følge av akselerasjon, bremsing og svinging overføres også som horisontale skjærspenninger i kontaktflaten. Disse horisontalkreftene oppstår mest i vegkryss og i krappe kurver.



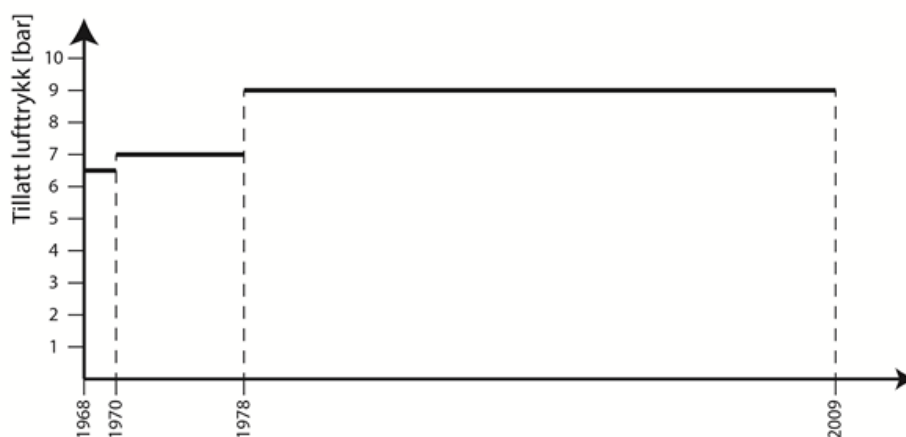
Man kan lett finne størrelsen på kontaktflaten for statisk last ved å ta et fotavtrykk under et hjul. Figur 4.4 viser et ujevnt avtrykk som indikerer ujevn fordeling av lasten over kontaktflaten (t.v.) og hvordan kontaktflaten endrer seg med ringtrykket (t.h.).



Figur 4.4 Kontaktflaten under et lastebilhjul ved forskjellige ringtrykk /4/

Hvis vi skal analysere primære lastresponser (spenninger og tøyninger) i vegkonstruksjoner trenger vi en matematisk modell av spenningene som påføres i kontaktflaten. Den vanligste modellen er å betrakte hjullasten som jevnt fordelt over en sirkulær flate. Dette er en meget grov tilnærming, men lastfordelingen over kontaktflaten er så variabel og avhengig av så mange forhold at det er vanskelig å finne en praktisk modell som er bedre.

Tillatt ringtrykk på dekk i Norge var 6,5 bar i 1968, men har økt trinnvis til 9 bar i tråd med utviklingen i Europa, slik det er vist i figur 4.5. Dette inntil nye felles kjøretøyforskrifter i Europa fra 2009 fjernet disse kravene.



Figur 4.5 Tillatt ringtrykk i Norge har økt betydelig siden 1968

Det er nå dekkprodusentenes anbefalinger som blir utslagsgivende. Samtidig kreves nå at kjøretøyer har et overvåkingssystem for ringtrykk. Dette er ikke av hensyn til vegen, men til trafiksikkerhet, ved at plutselige fall i ringtrykket kan fanges opp.

### Enkelthjul/tvillinghjul

Tvillinghjul har etter hvert blitt erstattet av «super single» dekk (bredbanedekkk) på tunge kjøretøyer. På tross av at disse gir noe større påkjenninger på vegdekket har de vist seg å ha økonomiske og praktiske fordeler, som gir en samfunnsmessige totalgevinst.







### Hjul- og akselkonfigurasjoner

Hjul kan være enkle (mest vanlig nå) eller montert stivt sammen som tvillinghjul.

Aksler kan være enkle eller montert sammen på ulike måter som doble aksler, i boggi eller som triple aksler.

Det er ønskelig at det benyttes tunge kjøretøyer som er utformet slik at størst mulig nyttelast kan transporteres med minst mulig nedbrytning av vegen. Dette kan uttrykkes som kjøretøyets «vegvennlighet», og er definert som forholdet mellom medbrakt nyttelast i tonn og kjøretøyets samlede relative nedbrytende effekt. Av de vanlige tunge kjøretøyer som trafikkerer norske veger viser figur 4.6 hvilke som er mest og hvilke som er minst vegvennlige.

Generelt øker vegvennligheten ved bruk av boggi og/eller trippel boggi fremfor enkle aksler. Den meget vegvennlige 7-akslede slepevognen på figur 4.6 kan trafikkeres både på 8 og 10 tonns veg med 50 tonn totalvekt uten omlasting, og er derfor mye brukt i tømmertransport.

Mest vegvennlige vogntog	Relativ nedbrytende effekt	Vegvennlighet	Minst vegvennlige vogntog	Relativ nedbrytende effekt	Vegvennlighet
 Slepevogn	2,5	12,8	 Påhengsvogn	6,2	5,4
 Semitrailer	2,4	12,6	 Semitrailer	5,4	5,9
 Slepevogn	3,1	10,8	 Slepevogn	4,9	6,8

Figur 4.6 Oversikt over vegvennlige og lite vegvennlige kjøretøyer. Enkle hjul er markert med rødt /5/

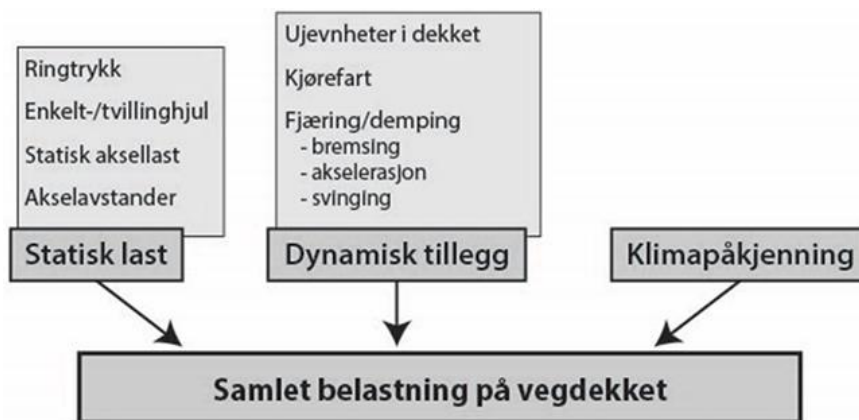
### Statistiske og dynamiske belastninger

I praksis er kjørebanelen mer eller mindre ujevn og har et visst tverrfall. Dette fører til både tilfeldige og systematiske skjevbelastninger. Selv på et jevnt godt vegdekke vil de dynamiske tilleggene være ca. 10 %, og på en ujevn veg ca. 30 – 50 %. Ved valg av dekketype vil det dessuten være behov for å ta hensyn til krefter som påføres for eksempel ved kryss (bremsekrefter), busslommer og bomstasjoner (statiske og vibrerende laster), rundkjøringer og krappe svinger (vridninger).

Alt i alt er det mange ulike faktorer og variabler som har innvirkning på den lasten som til slutt påføres vegdekket og som er avgjørende for hvordan vegdekket belastes totalt. Dette er illustrert i figur 4.7.

Det er de faktorene som fører frem til den resulterende statiske hjullasten vi har best kontroll på. Det arbeides intenst på kjøretøysiden for å utvikle bedre fjærings- og dempingssystem for akseloppheg, og dette vil etter hvert redusere de dynamiske påkjenningene på vegdekket. Men

dekkets jevnhet og kjørefarten har også stor betydning, så ved en empirisk dimensjonering av vegkonstruksjoner som vi bruker i Norge, må vi for enkelthets skyld ta høyde for realistiske dynamiske tillegg til statiske trafikklaster.



Figur 4.7 Faktorer som innvirker på den samlede lastpåvirkningen på vegdekket fra et kjøretøy

#### 4.1.2 Klima

##### *Klimaet i vegområdet*

Vegen er omgitt av det makroklimaet som dominerer tilgrensende terreng, men langs vegen vil mikroklimatiske variasjoner modifisere makroklimaet i betydelig grad. Vegen vil dessuten i større eller mindre utstrekning innvirke på luftsirkulasjonen i området, og som følge av dette og vintervedlikeholdet får vi et spesielt klima i vegområdet. Vi kaller det gjerne for vegklimaet.

##### *Temperatur*

Standard meteorologisk lufttemperatur blir målt med termometer i en målehytte 1,9 m over bakken. For vegklimaet er man primært interessert i dekketemperaturen fordi den har direkte relevans for vegtilstand og føreforhold. Dekketemperaturen kan være vesentlig forskjellig fra lufttemperaturen og det er derfor nødvendig å måle dekketemperaturen direkte for å få informasjon om temperaturforholda i vegkroppen.

På våren/tidlig sommer kan asfalten typisk være 5 – 10 grader varmere enn luften. Om vinteren er temperaturdifferansen gjerne liten, men utstråling kan føre til at temperaturen kan bli noen grader kaldere enn luften.

Klimaendringer blir uttrykt i forhold til en normalperiode på 30 år. Den siste normalperioden vi har er 1981 – 2010 og det er denne perioden som ligger bak kommunetabellene i vegnormalene (Håndbok N200). Der finner man bl.a. opplysninger om frostmengder på stedet, som igjen gir grunnlaget for beregning av behovet for frostsikring.

##### *Effekter av lys, vind og varme*

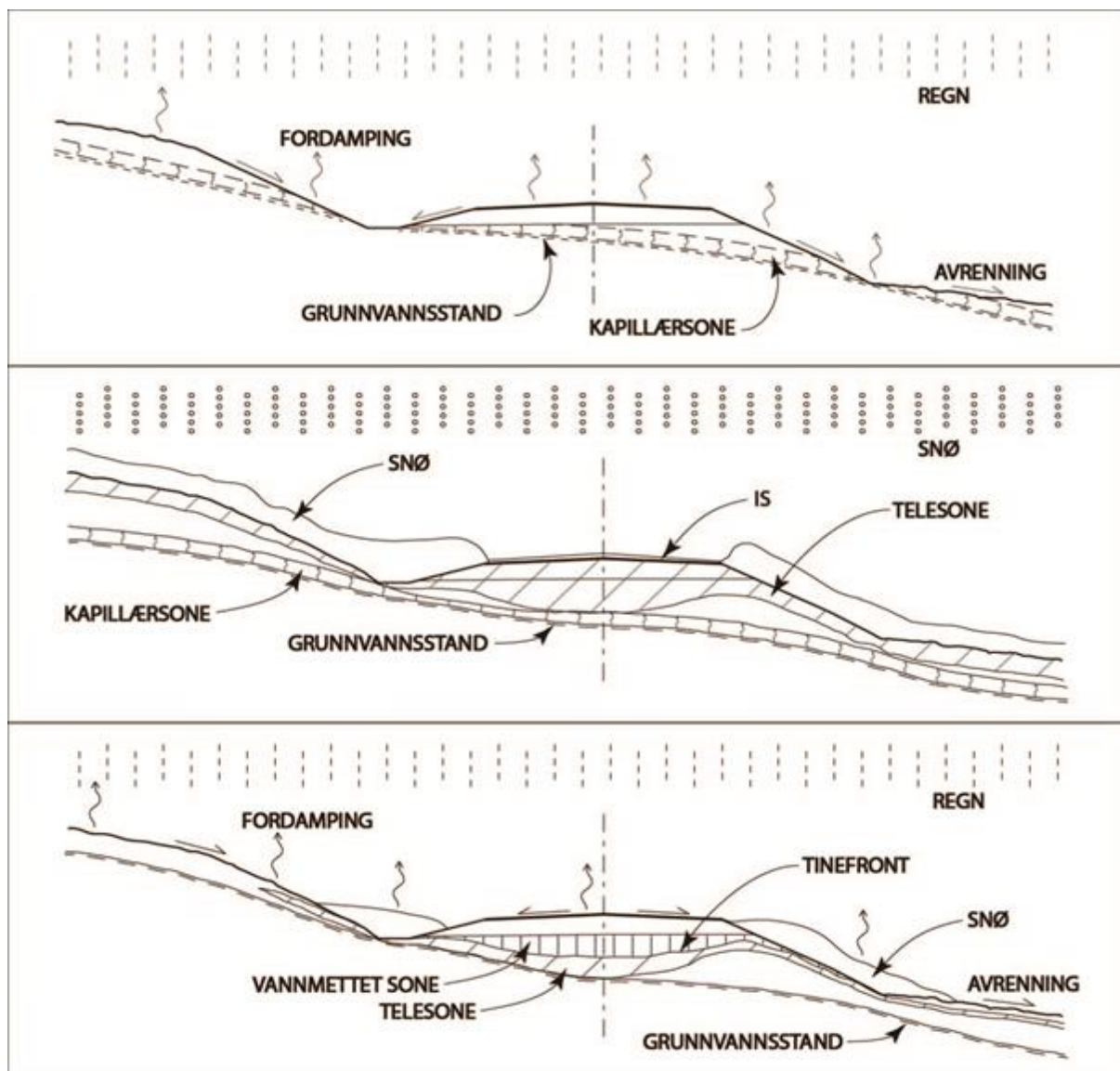
Bitumen i asfaltdekket blir påvirket av lys, vind og varme. Med tilgang på oksygen i luft og vann vil lyset drive aldriingsprosessene i bindemidlet fra overflaten og nedover i dekket så langt lyset kan trenge ned. Det er særlig det ultrafiolette lyset som driver fotokjemiske oksidasjonsprosesser.

Vind og varme fordamper flyktige komponenter i bindemidlet. Dette går sent, men det fører til at bindemidlet etter hvert blir hardere.

Disse aldri prosessene fører til en «forsprøing» av bindemidlet og de reduserer bindingsenergien mellom bindemidlet og steinoverflatene. Dette fører til at vann lettere kan trenge inn i riss i bindemiddelhinne og løse bindemidlet fra steinoverflatene. Disse langtidsprosessene fører til at dekket oppfører seg som et stivere materiale og det får høyere elastisitetsmodul, men redusert duktilitet og bruddspenning. Vi merker etter hvert resultater som forvitring, steinløsning og oppsprekking. Se for øvrig kapittel 6.

### Årstidsvariasjoner for vegtilstand

Klimavariasjonene er stokastiske fra dag til dag og i korte eller lange perioder. Men årstidene har karakteristiske klimaforhold som har stor betydning for vegtilstanden. Grovt sett resulterer klimavariasjonene gjennom året i tre hovedtilstander for vegen. Dette er illustrert i figur 4.8 der skisse A viser typiske forhold om sommeren og høsten, B viser forholdene om vinteren med snø og frost og C viser typiske forhold om våren i teleløsningen.



Figur 4.8 Hovedtilstander for en veg etter årstidsklimaet. A = sommer, B = vinter, C = teleløsningsperiode (Ill.: Marit Fladvad)

Klimaet om sommeren og høsten gir det vi gjerne kaller normaltstand for vegkonstruksjonen. Stivheten i et asfaltdekk varierer med døgntemperaturen gjennom varme og kalde perioder og

den mest kritiske tilstanden får vi på varme dager. Da kan asfaltdekket bli instabilt under trafikkbelastningen. Fuktforhold i vegen vil også endre seg med nedbør, tørke, vind og temperatur. Dette fører til endringer i poresug og poretrykk i de ulike lagene i vegoverbygningen og i grunnen, med tilsvarende endringer i bæreevnen.

I telefarlige materialer i frostsonen får vi normalt en anrikning av vanninnholdet under fryseprosessen. Under opptining i teleløsningen blir dette oppsugde vannet frigitt og forårsaker oppbløting med mer eller mindre sterk reduksjon av bæreevnen. På grunn av denne oppbløtingen er teleløsningen en kritisk periode, og det er denne tilstanden som er dimensjonerende for den totale bæreevnen for vegkonstruksjonen. Ved gradvis rekonsolidering etter opptiningen får materialet igjen normal styrke. Telemekanismen er beskrevet grundig i kapittel 9.2.

### ***Virkingen av klimaendringer***

Frem mot 2100 er det ut fra de beste klimamodeller vi har i dag forventet følgende klimaendringer:

- *Temperatur:* Årsmiddeltemperaturen vil øke med 2,3 - 4,6 °C. Mot slutten av århundret kan vekstsesongen være forlenget med opptil to måneder i store deler av landet.
- *Nedbør:* Nedbøren er forventet å øke med 18 prosent. Med økende lufttemperatur øker evnen til å ta opp vanndamp i atmosfæren. Dersom luften deretter kjøles ned øker den relative fuktigheten slik at vanndampen kan felles ut som nedbør. Dette gir et potensial for økt nedbør i fremtiden. Storflom i de store vassdragene på Østlandet forutsetter at det er flom i flere høydenivået samtidig. Under storflom er det fare for alvorlige flomskred og store skader på vegnettet.
- *Vind:* Det er ikke noe som tilsier økt hyppighet for storm i våre kyst- og havområder.



*Figur 4.9 Fåvang under «pinseflommen» 10. – 12. juni 2011 (Foto: Per Kollstad)*

Det er naturlig å forvente at et våtere klima vil bidra til raskere nedbrytning. Det er imidlertid sannsynlig at den positive effekten av en reduksjon i frostmengdene og telehiv, med tilhørende reduksjon i sporutviklingen i teleløsningsperiodene vil være større enn den negative effekten av økt nedbør, for vegnettet sett under ett. Lokale variasjoner vil imidlertid kunne forekomme, der vegens oppbygning og drenstilstanden vil være de viktigste faktorene.

Egenskapene til asfalt er mest avhengig av temperatur mens egenskapene til ubundne lag er mest avhengig av vanninnhold. Derfor er valg av riktig asfalttype, oppgradering av bærelag, fjerning av forfall og utbedring av drenering ansett som de viktigste tiltakene for å møte fremtidige negative virkninger av klimaendringer på vegbyggingsmaterialer.



*Figur 4.10 Relativt små skred som løses ut langt oppe i dalsiden kan få store konsekvenser for vegen lengre nede. Dette er et flomskred ved Rosten i Gudbrandsdalen under «pinseflommen» 10. – 12. juni 2011. (Foto: Niklas Eriksson)*

#### **4.1.3 Vegens bæreevne**

I Norge har alle veger en «tillatt aksellast» som tungtransportører må forholde seg til. Alle riksveger har i dag en tillatt aksellast på 10 tonn, mens det på fylkesvegene også er en del som kun er tillatt for 8 tonn. Siden 1995 er det ikke innført aksellastrestriksjoner i teleløsningen.

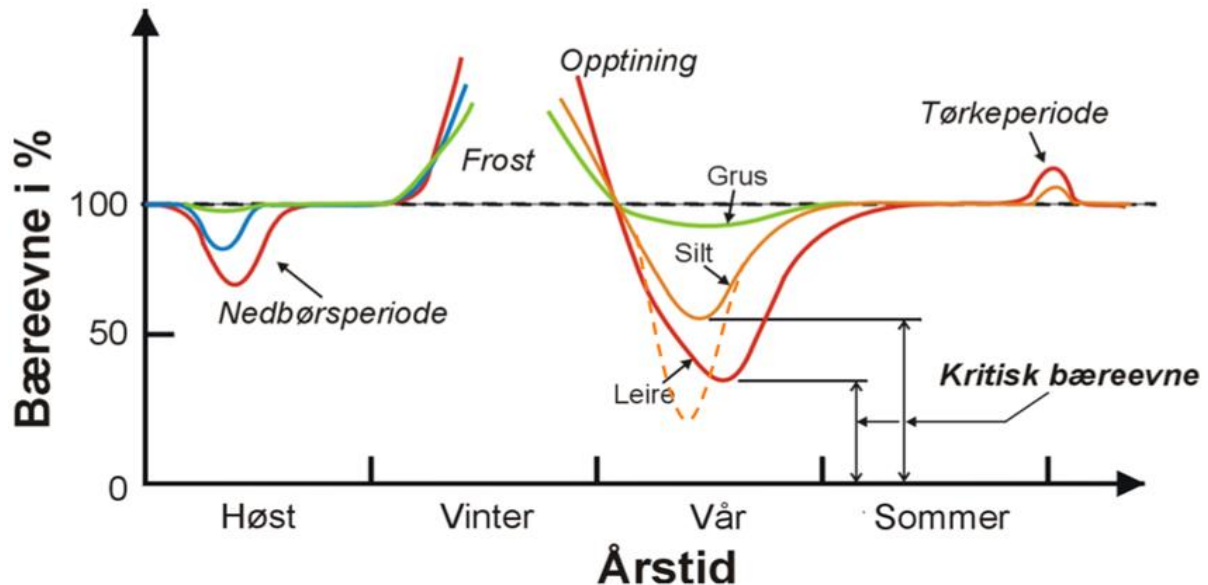
*Tabell 4.1 Omfanget av tillatte aksellaster på riks- og fylkesvegnettet i Norge (2014)*

Tillatt aksellast	Riksveger	Fylkesveger
10 tonn	100 %	58 %
8 tonn	100 %	42%

Dersom ikke 8-tonns vegene skrives opp administrativt (oppskriving uten forutgående forsterking) vil det ta mange tiår før hele fylkesvegnettet er tillatt for 10 tonn aksellast. En del bruer har fremdeles 8 tonn tillatt aksellast, og disse vil bli flaskehals på vegnettet om de ikke kan forsterkes samtidig med en administrativ oppskrivning.

10 tonn er også en vanlig tillatt aksellast ellers i Europa, men Frankrike tillater 13 tonn. Ellers er 11,5 tonn tillatt aksellast på drivakslar.

Den aksellasten som er tillatt på vegen er et uttrykk for vegens bæreevne. Vegens «virkelige bæreevne» kan variere sterkt både fra uke til uke og fra år til år, og den er lavest i teeløsningen på våren. På en gitt vegstrekning kan vegens virkelige bæreevne variere mellom for eksempel 15 tonn og 8 tonn. Når vi sier at «en vgs bæreevne er 10 tonn», så betyr det at vi aksepterer at vegen skal kunne trafikkeres med 10 tonn aksellast gjennom hele året, og vi forventer at vegen skal kunne opprettholde en god dekketilstand med en normal vedlikeholdsinnssats – selv om den virkelige bæreevnen kan variere både i tid og fra sted til sted.



Figur 4.11 En vgs bæreevne kan variere sterkt gjennom året (Ill.: Geir Berntsen)

Det er ikke bare aksellasten som kan føre til skader og slitasje på et vegdekke slik at det blir behov for dekkefornyelse. Ved særlig høye ringtrykk kan dette føre til skader i den øvre delen av vegoverbygningen – i dekket og bærelaget.

### Måling av vegens bæreevne

For å måle vegens bæreevne har vi i prinsippet to muligheter:

- Vi kan ta oppgravingsprøver av vegen (bestemme lagtykkelser og materialkvalitet) for å finne ut av hvordan den er bygget opp og sammenligne med dimensjoneringskravene.
- Vi kan bruke et utstyr som måler nedbøyningen på vegdekket under en kjent last i ett eller flere punkter utenfor lastsenteret («non-destructive testing»).

Det å grave opp vegen vil gi en god bestemmelse av vegens bæreevne, men det er tidkrevende. Utstyr som måler nedbøyningen under en kjent last på vegen vil kunne rekke over en mye lenger strekning på kort tid. Det har dessuten den fordel at det ikke er behov for å reparere vegen etter registrering, slik man må etter en oppgraving.

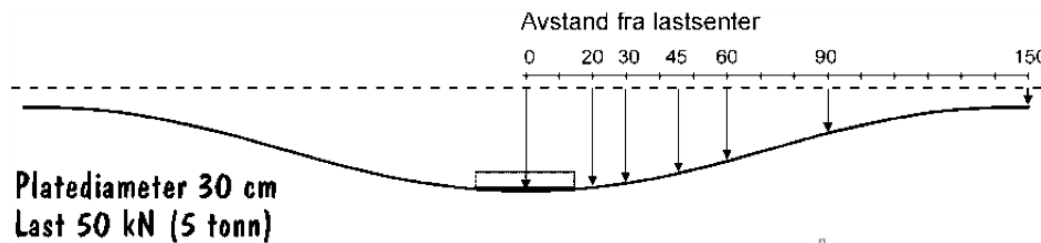
Fallodd (FWD – **F**alling **W**eight **D**eflectometer) er det utstyret som normalt brukes i Norge i dag, for eksempel ved utredninger i forkant av en forsterkning av en veg. Ved bruk av fallodd vil man i løpet av en dag kunne få gode opplysninger om variasjonene i styrken på vegen over en 5-10 km strekning.

Et mye enklere utstyr er Dynamic Cone Penetrometer (DCP), som er et håndholdt instrument.

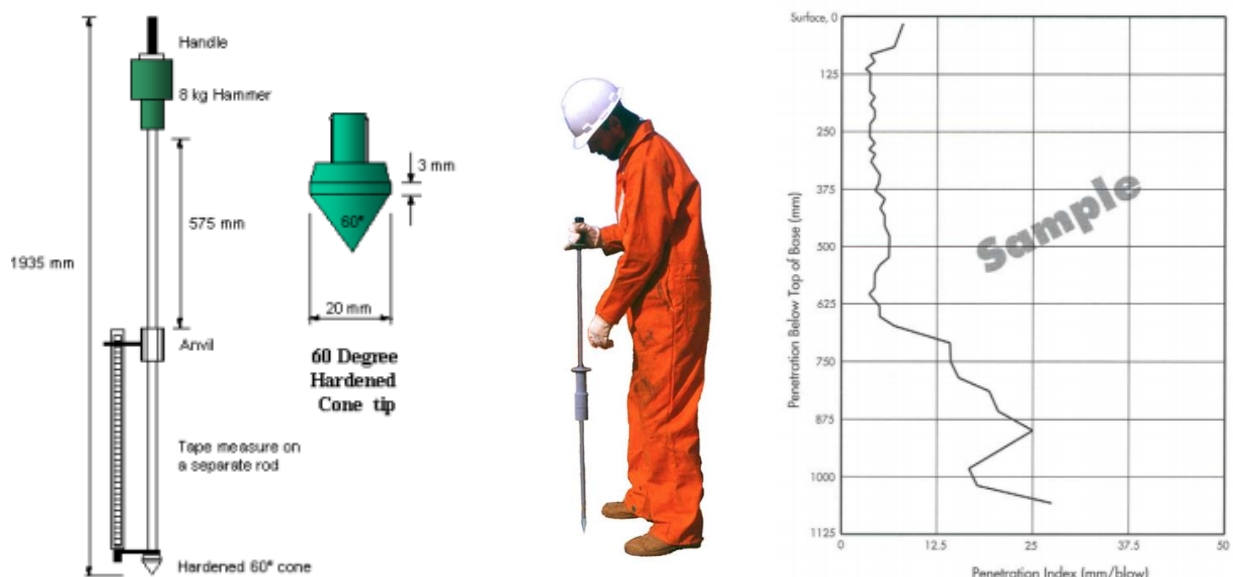
Dette utstyret kan være et godt supplement til falloddet, fordi det gir flere detaljer om styrkevariasjonene i de enkelte lagene nedover i vegkroppen.



Figur 4.12 Fallodd – her måles bæreevnen over vegens tverrprofil (Foto: Statens vegvesen)



Figur 4.13 Måleprinsipp fallodd; når falloddet slippes ned på vegoverflaten registreres vegoverflatens nedbøyninger i ulike avstander fra lastsentret, dette danner et «nedbøyningsbasseng» som kan fortelle mye om tilstanden i vegkonstruksjonen.



Figur 4.14 DCP; utstyrsdetaljer (t.v.), i bruk (midten) og eksempel på måleresultater - synk som funksjon av dybde (t.h.)



Disse utstyrene, og flere andre som brukes for bestemmelse av vegers bæreevne, er nærmere beskrevet i kapittel 8.

### ***Bruk av dekkelevetid som uttrykk for vegens bæreevne***

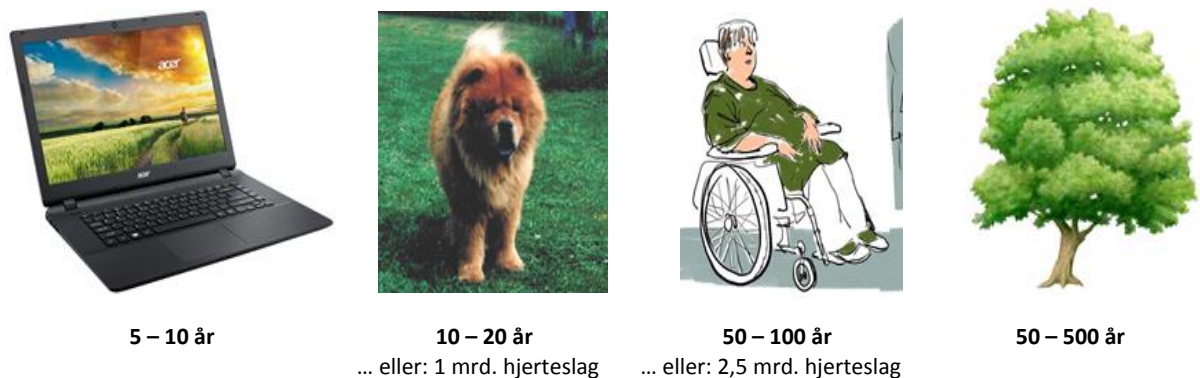
På grunnlag av de tilstandsmålinger (spor og jevnhet) som årlig er utført på norske riks- og fylkesveger siden 1990 har vi fått en god oversikt over de ulike vegdekkenes levetid avhengig av trafikkbelastningen de utsettes for. For en vegeier er det hyppigheten i dekkefornyelsene som er avgjørende for økonomien, og slik kan dekkelevetiden indirekte si noe om kvaliteten på vegens oppbygning, uten at man har foretatt noen detaljert undersøkelse av vegen.

I det norske systemet for fastleggelse av behov for forsterkning er det nettopp den registrerte dekkelevetiden – i forhold til den forventede dekkelevetiden – som sier noe om det er behov for forsterkning. Jo kortere dekkelevetiden er i forhold til hva den bør være, jo mer lønnsomt vil det være å forsterke vegen slik at dekkelevetidene blir normale. Dette systemet er nærmere beskrevet i kapittel 11.

#### **4.1.4 Dimensjonerende levetid**

##### ***Vegkonstruksjonens levetid***

Når en nybygget veg settes under trafikk har eieren forventninger til hvor lenge vegdekket vil holde. Eieren har også forventninger til hvor lenge vegen kan ligge før det er behov å investere i forsterkning av vegkroppen.



*Figur 4.15 En levetid kan være så mangt (Ill.: Geir Refsdal)*

Den totale levetiden for en veg er typisk 40 – 60 år. Etter det er vegen gjerne erstattet av en annen veg eller bygget om så mye at det er lite igjen av den opprinnelige vegkonstruksjonen. Men vi kan ikke vente i 40 – 60 år før vi må gjøre noe med vegen for at den skal fortsette å tjene sitt formål.

Når en vegoverbygning dimensjoneres med grunnlag i vegnormalene (Håndbok N200), ligger det innebygget at vegeier kan forvente at

- a) vegen skal kunne tåle trafikkbelastningen gjennom 20 år
- b) etter 20 år vil det være nødvendig å forsterke vegen for at den skal kunne holde i 20 år til

Selv om vi forventer at det ikke skal være nødvendig med noen forsterkning av vegen før etter ca. 20 år, så betyr det ikke at vegdekket vil holde så lenge.

På en høytrafikkert motorveg kan et godt dekke typisk holde i inntil 10 år, mens dekket på en mindre trafikkert veg ofte holder i 15 – 20 år. Vegnormalene gir et anslag på hvor lenge et vegdekke vil holde avhengig av dekketype og trafikkbelastning (ÅDT).

En dekkefornyelse tilfører vegkonstruksjonen ny styrke, og fordi vegdekket på en vegoverbygning normalt må fornyes før det har gått 20 år, har dekkefornyelsen allerede bidratt til den nødvendige forsterkningen før vegkonstruksjonen er blitt 20 år gammel. I praksis betyr det at de dekkefornyelsene vi foretar ofte er tilstrekkelig til å holde styrken i vegen oppe gjennom mange år. Unntaket vil være når gamle dekker blir frest bort før nytt dekke legges, for da tilføres ikke konstruksjonen ny styrke.

Årsaken til skader på et vegdekke som fører til behov for dekkefornyelse kan ligge i slitelaget selv, i bindlaget, i bærelaget eller i at selve vegkonstruksjonen er for tynn. Fordi det er meget dyrt å utbedre svake lag nede i en vegkonstruksjon, så vil tiltaket som retter opp forholdene ofte være en dekkefornyelse. Vi kan også øke kvaliteten av materialene ved en oppfresing og stabilisering med tilsetning av bitumen eller sement, men kostnadene kan fort bli store.

Det er dyrt å grave i vegen, så i løpet av vegkonstruksjonens totale levetid, som kanskje kan være 40 – 60 år, vil lagene nede i konstruksjonen sjelden bli rørt. I praksis kan en si at «bygget er bygget». Innbygde feil som fører til redusert dekkelevetid er derfor meget kostbare. Lave dekkelevetider som skyldes at vegoverbygningen er for tynn (dimensjoneringen er feil) kan likevel med tiden oppnå forutsatt styrke gjennom de dekkefornyelsene som etter hvert kommer.

### ***Dekkelevetider***

Vegeierens årlige kostnader er knyttet til hvor ofte dekket må fornyes. Fordi vi siden 1990 har hatt en god tilstandoppfølging av vegdekkene på riks- og fylkesvegene i Norge, vet vi også hva dekkelevetiden typisk er for ulike dekketyper og ved ulike trafikkbelastninger. Gjennom 1990-årene og til utpå 2000-tallet har vi sett at dekkelevetiden i snitt har økt med 50 %. Potensialet mht. økt dekkelevetid er imidlertid neppe nådd.

For god totaløkonomi er det avgjørende at den som bestemmer vegoppbygningen sørger for at materialene i vegen er av god kvalitet, særlig i de øvre lagene. Store feil i beslutningsprosessen mht. frostsikring og i bestemmelsen av undergrunnstype kan også føre til en varig svekket vegkonstruksjon. Kvalitetskontroll, fokus på gode materialer og godt håndverk er derfor avgjørende for å oppnå en god veg.



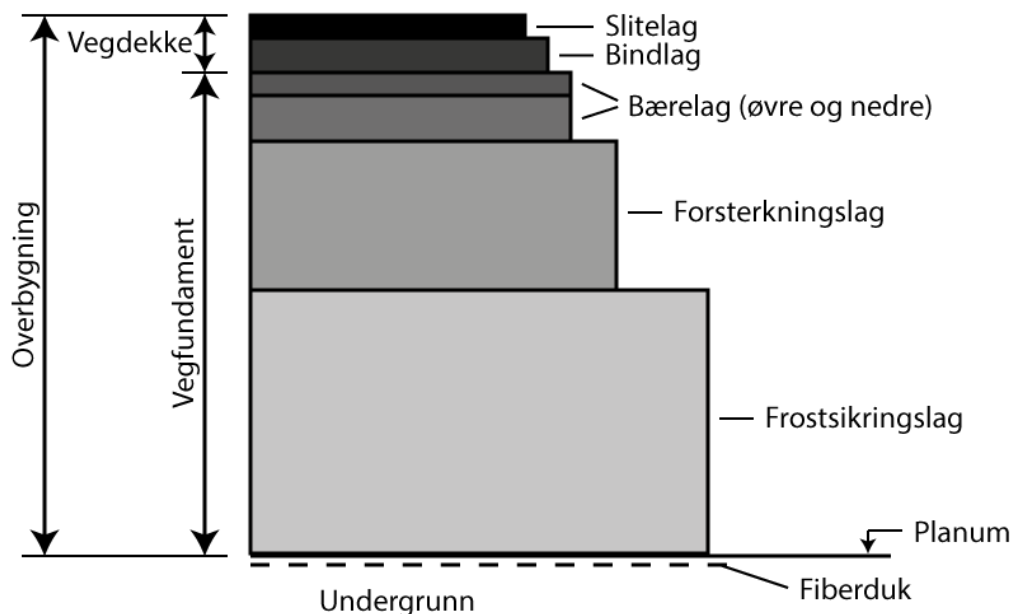
*Figur 4.16 Bilde fra rv. 890 Finnmark, her har vegdekket holdt i 24 år. Det er nok nær ytterpunktet av hva som er mulig å oppnå som levetid på asfaltdekker. (Foto: Statens vegvesen)*

## 4.2 Vegens oppbygning

### 4.2.1 Hovedprinsipper i vegens oppbygning

Når vegen settes under trafikk skal lagene i vegoverbygningen kunne bære tunge trafikklaster og fordele spenninger fra repetert belastning ned gjennom konstruksjonen og til undergrunnen uten at det oppstår skadelige eller uakseptable deformasjoner. Det er en geoteknisk oppgave å sikre at undergrunnen ikke forårsaker setningsproblemer.

Vegoverbygningen må også tåle de ulike klimatiske påkjenninger og opprettholde tilstrekkelig bæreevne gjennom hele året. For å oppfylle disse kravene bygges vegoverbygningen opp av ulike lag som hver har sin funksjon i den totale konstruksjonen, se figur 4.17.



Figur 4.17 De forskjellige lagene i en vegoverbygning

### 4.2.2 Vegdekke

Vegdekket skal gi trafikantene en jevn og god overflate å kjøre på og skal ha god friksjon under både tørre og våte forhold. På norske veger med fast dekke er det nå utelukkende bituminøse materialer som brukes.

Bituminøse dekker kan deles inn i tre hovedgrupper ut fra produksjonsmetode; varmblandet asfalt, kaldblandet asfalt og overflatebehandling.

For dimensjonering av vegoverbygning etter Statens vegvesens Håndbok N200 skiller en imidlertid mellom myke og stive dekketyper:

- Myke dekketyper: Ma, Egt, Asg, Eo/Do, Eog/Dog, Gja
- Stive dekketyper: Agb, Ab, Ska, Da

Myke dekketyper er kun aktuelt å bruke på veger med  $\text{ÅDT} < 3000$ . De kan være godt egnet på veger med svakt dekkfundament og teleproblemer. På slike steder er det behov for et dekke med stor fleksibilitet og som ikke sprekker så lett opp ved repetert nedbøyning under tunge trafikklaster eller ved telehiv. Myke dekketyper gir lite bidrag til vegoverbygningens totale styrke og bæreevne. Normal tykkelse er 4 cm.

Stive dekketyper kan brukes i alle trafikklaster og skal alltid legges i to lag; et nedre bindlag og et slitelag på toppen. Minimum tykkelse på hvert av lagene er 3,0 cm. I en vegkonstruksjon

med stivt dekke bidrar dekket i betydelig grad til vegkonstruksjonens totale styrke. Normal lastfordelingskoeffisient (jfr. figur 4.20) for stive dekketyper er  $a = 3,0$  som gir en god fordeling av de tunge trafikklastene ned på bærelaget.

Uansett hvilken type asfalt som velges, har et fast dekke en viktig funksjon i å forsegle overflaten slik at vanninnholdet i underliggende granulære lag holder seg på et lavt nivå. Dette bidrar til god styrke og stivhet i disse lagene.

Betongdekke har vært i bruk i Norge, men blir nå meget sjelden valgt som vegdekke. På arealer med høy statisk belastning som for eksempel på enkelte parkeringsplasser og terminalanlegg kan imidlertid betongdekke være godt egnet. Et betongdekke er stivt og vil fordele trafikkbelastningene bedre enn et bituminøst vegdekke, men stivheten betyr også at det ikke kan følge bevegelser i underlaget på samme måte som et bituminøst dekke. Ujevne setninger eller telehiv kan derfor føre til at betongdekket sprekker opp. Slike sprekker er vanskelige å reparere. Det er også kostbart og tidkrevende å reparere et betongdekke som har fått spordannelse på grunn av piggdekkslitasje.

Se ellers kapittel 6 om asfaltdekker og kapittel 7 om andre dekketyper.

### 4.2.3 Bærelag

Bærelaget vil være utsatt for høye spenningsnivå under tunge trafikkklaster og hjul med høyt ringtrykk (jfr. figur 4.3). Det stilles derfor strenge kvalitetskrav til bærelagsmaterialer. Bærelaget har en svært viktig funksjon i vegoverbygningen i å fordele trafikklastene videre ned til forsterkningslaget uten at det oppstår deformasjoner eller nedknusing av steinmaterialer.

Bærelag som er tilsatt (stabilisert med) bitumen benevnes gjerne som «bundne» materialer. Bærelagsmaterialer av grus og stein som er foredlet gjennom en knuseprosess, uten tilsetning av bitumen, benevnes ofte som «ubundne», «granulære» eller «mekanisk stabiliserte» materialer.

Kvalitetssikring av bærelagsmaterialene og fokus på riktig utførelse under bygging er avgjørende for å få en god vegoverbygning. Et svakt bærelag er dyrt og vanskelig å få reparert når dekket først er lagt.

For hoved-, samle- og adkomstveger deles bærelaget som regel inn i et øvre og nedre bærelag. Asfaltert grus, Ag, er det mest brukte materialet og kan brukes i både øvre og nedre bærelag. I nedre bærelag kan imidlertid andre materialer vurderes brukt. Her fins flere alternativer hvorav de mest vanlige er Ap, Ak, Gja og Fk.

For trafikkgruppe A er det tillatt å bruke Fk i hele bærelaget. Dette kan da legges ut i ett lag. Knust fjell for bruk i bærelag har strengere krav til både mekanisk styrke og korngradering enn tilsvarende krav til steinmaterialer brukt lengre ned i vegkonstruksjonen.

Ved forsterkning av eksisterende veg med finstoffrike materialer i dekkefundamentet, er det ofte ønskelig å bruke bærelagsmaterialer med god dreneringsevne.

Tykkelse på bærelag varierer fra 9 til 20 cm.

Se mer i kapittel 5 om krav til bærelagsmaterialer.

### 4.2.4 Forsterkningslag

Forsterkningslaget har to hovedfunksjoner:

- Lastfordeling for å unngå overbelastning av undergrunnen

- Drenering for å bidra til lavt vanninnhold i de overliggende lag

Vanligvis brukes knuste steinmaterialer i forsterkningslaget. Sorteringene angis med øvre og nedre millimetergrense. De mest aktuelle sorteringer er:

- Kult 22/120, 22/180
- Pukk 22/90
- Samfengt pukk 0/63, 0/90

Grus kan brukes i forsterkningslag på veger i trafikkgruppe A-C, men er mer sjeldent nå på grunn av begrenset tilgang på gode grusforekomster til vegbygging. Det er også tillatt å bruke gjenbruksbetong i forsterkningslag, da begrenset til trafikkgruppe A-D.

Nødvendig tykkelse på forsterkningslaget bestemmes både ut fra trafikkmengde og grunnforhold. Ligger vegen i fjellskjæring eller på steinfylling trengs kun et tynt lag på 20-30 cm, hovedsakelig for å ivareta dreneringsfunksjonen. Bygges vegen på svakere løsmasser eller leire trengs det større tykkelse på forsterkningslaget for å redusere belastningen ned på undergrunnen.

Se mer i kapittel 5 om krav til forsterkningslagsmaterialer.

#### **4.2.5 Frostsikringslag**

Ved å bygge opp dekket, bærelaget og forsterkningslaget slik som beskrevet blir vegens bæreevne sikret. Normalt bygger vi for at vegen kan trafikkeres med 10 tonn tillatt aksellast.

Men selv om bæreevnen er sikret kan frost som trenger ned i undergrunnen føre til telehiv. Det legges stadig mer vekt på å sikre nybygde veger slik at telehiv unngås. Det må da legges inn et eget frostsikringslag. Dette er nærmere beskrevet i kapittel 9.

### **4.3 Dimensjoneringsprinsipper**

Formålet med dimensjonering av en vegoverbygning er å komme fram til en oppbygging og utforming som gjør at vegen tåler de klima- og trafikkpåkjenninger den blir utsatt for i løpet av levetiden på en teknisk og økonomisk optimal måte.

Hovedfunksjonen til vegoverbygningen er å fordele laster fra trafikken til undergrunnen slik at det ikke oppstår skadelige eller uakseptable deformasjoner. Overbygningen skal ha tilstrekkelig bæreevne hele året og opprettholde sin funksjon gjennom hele vegens dimensjoneringsperiode. I tillegg skal vegen være bygd slik at den sørger for god drenering av overflatevann og ha god jevnhet og friksjon.

Vegoverbygninger kan deles inn i to hovedtyper; fleksible og stive. Fleksible overbygninger er bygd av granulære og bituminøse materialer, mens stive overbygninger består av granulære lag og betong. Denne læreboken omhandler i hovedsak dimensjoneringsprinsipper for fleksible vegoverbygninger.

Dimensjoneringsprinsipper for vegoverbygninger kan deles inn i to hovedgrupper:

1. Empirisk (erfaringsbasert)
2. Mekanistisk-empirisk (ME)

Nødvendig detaljeringsnivå på grunnlagsdata for dimensjoneringen slik som trafikldata, klimadata og materialbeskrivelse er betydelig større ved mekanistisk-empirisk enn ved empirisk dimensjonering.

### 4.3.1 Grunnleggende faktorer

Det er mange faktorer som virker inn på vegoverbygningens funksjon, og flere av dem har et stort variasjonsområde. Dette gjør dimensjonering til en oppgave der mange hensyn må ivaretas. Her omtales de viktigste faktorer som ligger til grunn for valgene vi gjør i dimensjoneringen og som er med på å påvirke konstruksjonen gjennom levetiden.

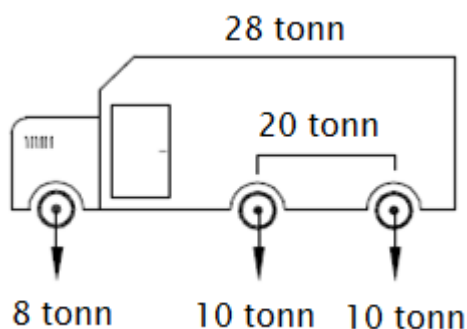
#### Trafikk

På vegen vil en normalt ha et vidt spekter av kjøretøy og belastningen er både statisk og dynamisk. De ulike kjøretøyene bidrar i varierende grad til nedbrytning og skadeutvikling på vegen, men den strukturelle nedbrytningen av vegene forårsakes hovedsakelig av de tunge kjøretøyene.

Opplysninger om mengde og sammensetning av trafikken brukes til å beregne antall ekvivalente aksler (N).

Utregning av N baserer seg på *fjerdepotensregelen*: Hver enkelt aksel med vekt  $p$  har sin ekvivalensfaktor (E) som uttrykker akselens nedbrytende effekt i forhold til referanseakselen. I Norge er referanseaksellasten 10 tonn og ekvivalensfaktoren for en aksellast  $P$  (tonn) fremkommer da slik:

$$E = \left(\frac{P}{10}\right)^4 \quad 4.3.1$$



Figur 4.18 Eksempel på aksellastkonfigurasjon for en 28 tonns lastebil

De ulike typer kjøretøy får også utregnet sin ekvivalensfaktor. For eksempel så blir ekvivalensfaktoren for en 28 tonns lastebil som vist i figur 4.18 beregnet slik:

$$E = \left(\frac{8}{10}\right)^4 + \left(\frac{10}{10}\right)^4 + \left(\frac{10}{10}\right)^4 = 0.41 + 1.0 + 1.0 = 2.41 \quad 4.3.2$$

Dette betyr at denne lastebilen har 2.41 ganger så stor nedbrytende effekt som én standard 10 tonns aksel.

Det følger av fjerdepotensregelen at ekvivalensfaktorene for lette aksler på personbiler blir svært små. Personbiler kan derfor utelates i beregningen av antall ekvivalente 10 tonns aksler. Her inngår kun tunge kjøretøy som er definert som kjøretøy med tillatt totalvekt 3.5 tonn eller mer.

De lette kjøretøyene er imidlertid viktige å ta hensyn til ved valg av dekketype fordi de bidrar til spordannelse som følge av piggdekkslitasje.

Antall ekvivalente 10 tonns aksler kan beregnes ved hjelp av følgende ligning:

$$N = f \cdot \text{ÅDT}_T \cdot 365 \cdot \frac{(1+0,01 \cdot p)^n - 1}{0,01 \cdot p} \cdot C \cdot E \quad 4.3.3$$

hvor:

f = fordelingsfaktor. Beregnes ut fra mengde tungtrafikk på dimensjonerende kjørefelt i forhold til total mengde tungtrafikk over alle kjørefelt. Normalt brukes følgende verdier: 1-felts veg f = 1.0, 2-felts veg f = 0.5, 4-felts veg f = 0.4.

ÅDT<sub>T</sub> = det totale antall tunge kjøretøy (med registrert/tillatt totalvekt >3.5 tonn) som passerer et snitt av en veg i løpet av et år, dividert med 365.

n = dimensjoneringsperiode; antall år fra vegen settes under trafikk til den har behov for forsterkning som følge av at beregnet total trafikkbelastning er nådd. 20 års dimensjoneringsperiode blir vanligvis brukt.

p = årlig trafikkvekst for tunge kjøretøy i %

C = gjennomsnittlig antall aksler per tungt kjøretøy. Vanligvis brukes C = 2,4

E = gjennomsnittlig ekvivalensfaktor for akslene på tunge kjøretøy. For antatt normal aksellastfordeling i Norge får vi følgende ekvivalensverdier:

E = 0,207 ved tillatt aksellast 8 tonn

E = 0,424 ved tillatt aksellast 10 tonn

### ***Klima***

Klimaet er en viktig variabel for dimensjoneringen. Klimafaktorer som lufttemperatur, stråling, regn, snø, is og frost har alle betydelig innvirkning på vegkonstruksjonens tilstand og dens evne til å tåle trafikkbelastningene. Klimaet har dessuten sterk direkte påvirkning på vegkonstruksjonen ved avkjøling, oppvarming, frost, opptining og forvitring.

Klimaet varierer regelmessig gjennom både døgnet og året, men det er likevel en typisk stokastisk variabel med store variasjoner fra dag til dag, fra den ene årstiden til den andre og fra år til år. Ved dimensjonering er det derfor vanlig å legge 30-års normaler til grunn og dimensjonere ut fra ekstremverdier som kan opptre med ulike frekvenser.

Normale utslag i klimaparametere er innebygget i den norske dimensjoneringstabellen (kapittel 4.4), men for frostsikring må lokale frostdata hentes inn.

### ***Grunnforhold***

Grunnforholdene er også en avgjørende naturgitt faktor som påvirker dimensjoneringen. Grunnens bæreevne er særlig viktig for den funksjonen vegkonstruksjonen skal fylle. Det er vanlig at grunnforholdene for en vegstrekning varierer fra fast fjell til bløt myr og med mange varianter mellom disse to ytterpunktene. Det er derfor alltid nødvendig å undersøke grunnforholdene og ta hensyn til variasjoner ved en fornuftig inndeling av vegen i delparseller.

I Håndbok N200 deles undergrunnen styrkemessig inn i 7 bæreevnegrupper som vist i figur 4.19.

Telefarlighetsklassifisering				
Telefarlighetsgruppe		Av materiale < 22,4 mm		
		Masse-%		
		< 2 µm	< 20 µm	< 200 µm
Ikke telefarlig	T1		< 3	
Litt telefarlig	T2		3 - 12	
Middels telefarlig	T3	1)	> 12	< 50
Meget telefarlig	T4	< 40	> 12	> 50
<b>Bæreevneklassifisering</b>				
Undergrunn		Bæreevnegruppe		
Fjellskjæring, steinfylling,	T1			1
Grus, Cu ≥ 15,	T1			2
Grus, Cu < 15,	T1			3
Fjellskjæring, steinfylling,	T2			3
Sand, Cu ≥ 15,	T1			3
Sand, Cu < 15,	T1			4
Grus, sand, morene,	T2			4
Grus, sand, morene,	T3			5
Leire, silt, morene	T4			6
Myr <sup>2)</sup>				7
<b>Andre materialer</b>				
Lettklinker, skumglass				4
Ekstrudert polystyren (XPS)				4
Ekspandert polystyren (EPS-blokker)				6

1) Også jordarter med mer enn 40 % < 2 µm regnes som middels telefarlig T3.

2) Bæreevnegruppe 7 Myr inngår ikke i de forskjellige dimensjoneringstabellene og må behandles spesielt. Ofte vil tiltak bestå i forsterkning av grunnen, se kap 2.

Figur 4.19 Inndeling av undergrunnen i telefarlighets- og bæreevnegrupper /1/

Undergrunnens bæreevnegruppe er, sammen med trafikklassen, bestemmende for krav til tykkelse på forsterkningslaget. I tillegg klassifiseres undergrunnsmaterialer i 4 telefarlighetsgrupper, T1-T4. Undergrunn i telefarlighetsgruppe T3 og T4 utløser krav om frostsikring av vegoverbygningen.

### Vegbyggingsmaterialer

Tilgang på gode vegbyggingsmaterialer spiller inn på valgene i dimensjoneringen. For å minimere kostnader og energibruk i byggefasen er det ønskelig å kunne nyttiggjøre seg lokale materialer der disse oppfyller gjeldende kvalitetskrav. Dette bidrar til mindre transportbehov. Det er derfor viktig å så tidlig som mulig skaffe oversikt over hvilke materialer som er tilgjengelige, både i veglinja og i lokale områder.

Alle materialer som er aktuelle å bruke i vegoverbygningen har tildelt en *lastfordelingskoeffisient* som er et tallmessig uttrykk for materialets evne til å fordele trafikbelastninger.

I Norge er referansematerialet forsterkningslagsgrus med  $a = 1,0$ . En oversikt over de mest aktuelle materialtyper og tilhørende lastfordelingskoeffisienter er gitt i Håndbok N200, et utvalg er vist i figur 4.20.



a	Material- beteg- elser	Bindemiddel Kvalitet vegbitumen Kvalitet myk bitumen	Lastfordelings- koeffisient, normalverdi	Vannømfintlig materiale
				7-15 % < 63 µm
<b>Vegdekker</b>				
Varmblandet asfalt unntatt drensasfalt	Sta, Top, Ab, Agb, Ska	Vegbitumen 35/50 50/70-160/220 ≥ 250/300	3,5 3,0 2,5	
Drensasfalt	Da	Vegbitumen, PMB	2,0	
Mykasfalt	Ma	Myk bitumen V≥6000 V<6000	1,5 1,25	
Emulsjonsgrus, tett	Egt	Vegbitumen Myk bitumen V≥6000 V<6000	2,0 1,5 1,25	
Asfaltskumgrus	Asg	Vegbitumen Myk bitumen V≥6000 V<6000	1,75 1,5 1,25	
Enkel/dobbel overflatebehandling	Eo/Do	Vegbitumen Myk bitumen	1,5 1,25	
Enkel/dobbel overflatebehandling med grus	Eog/Dog	Myk bitumen V≥6000 V<6000	1,5 1,25	
Gjenbruksasfalt, kaldprodusert	Gja	Vegbitumen Myk bitumen	1,75 1,5	
<b>Bærelag</b>				
Asfaltert grus	Ag	Vegbitumen 50/70-160/220 ≥ 250/300	3,0 2,75	
Asfaltert pukkk	Ap	Vegbitumen	2,0	
Penetrert pukkk	Pp	Vegbitumen,	1,5	
Gjenbruksasfalt, kaldprodusert	Gja	Vegbitumen Myk bitumen	1,75 1,5	
Gjenbruksbetong	Gjb I		1,25	
Forkilt pukkk	Fp		1,25	
Knust fjell	Fk		1,35	
Knust asfalt	Ak		1,35	
Knust grus	Gk		1,25	
<b>Forsterkningslag</b>				
Grus, Cu≥15			1,0	
Pukkk, kult			1,1	
Knust asfalt	Ak		1,1	
Gjenbruksbetong	Gjb I Gjb II		1,0 0,9	
<b>Isolasjonslag</b>				
Skumglass			0,9	
Lettklinker			0,9	
<b>Frostsikringslag</b>				
Pukkk, kult			1,0	0,75
Sand, grus, Cu ≥ 15			1,0	0,75
Sand, grus, Cu < 15			0,75	0,5

Figur 4.20 Lastfordelingskoeffisienter, a, til grunn for bæreevnmessig dimensjonering /I/

Lastfordelingskoeffisienten for bituminøse materialer kan bestemmes eksplisitt ved indirekte strekkforsøk. Det kan også benyttes enaksial- eller treaksialforsøk. Avhengig av metoden som er benyttet, bør lastfordelingskoeffisienten beregnes ved ett av følgende uttrykk:

$$a = 0,38 \cdot \sqrt[3]{p} \quad 4.3.4$$

$$a = 0,21 \cdot \sqrt[3]{E} \quad 4.3.5$$

For mekanisk stabiliserte materialer gjelder følgende sammenheng mellom lastfordelingskoeffisient og elastisitetsmodul:

$$a = 0,17 \cdot \sqrt[3]{E_{200}} \quad 4.3.6$$

hvor:

a = lastfordelingskoeffisient (ubenevnt)

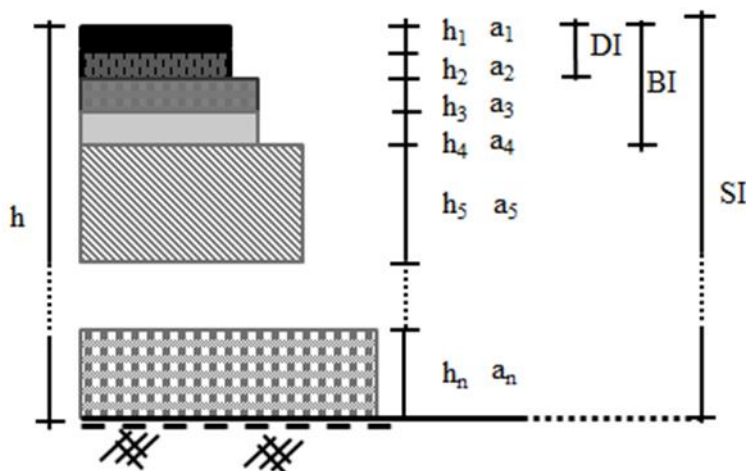
$p$  = indirekte strekkstyrke i kPa ved 25 °C  
 $E$  = E-modul i MPa ved temperatur 25 °C og belastningsfrekvens 10 Hz  
 $E_{200}$  = E-modul ved 200 kPa middelspenning, bestemt ved sykliske treaksialforsøk etter NS-EN 13286 del 7

Lastfordelingskoeffisienter kan også bestemmes på grunnlag av E-moduler som er beregnet ut fra nedbøyningsmålinger med fallodd.

Et lags *indeksverdi*, også kalt ekvivalentverdi, er definert som lagtykkelse i cm multiplisert med lastfordelingskoeffisienten. Den er et uttrykk for lagets lastfordelende evne.

I dimensjonering settes ofte krav til følgende indekser:

- DI (dekkeindeks) er summen av indeksverdier for alle lag regnet fra vegens overflate og nedover til det første lag i konstruksjonen med en lastfordelingskoeffisient mindre enn 2,5.
- BI (bærelagsindeks) er summen av indeksverdier for alle lag regnet fra vegens overflate og nedover til det første lag i konstruksjonen med en lastfordelingskoeffisient mindre enn 1,25.
- SI (styrkeindeks) er summen av indeksverdier for alle lag i vegoverbygningen ned til undergrunnen.



Figur 4.21 Betegnelser som nyttes i indeksmetoden

### Levetidskostnader

Økonomi er en viktig faktor i all vegbygging. Det er derfor et viktig mål å komme fram til en teknisk-økonomisk optimal konstruksjon. I dette ligger at en må finne fram til en løsning som gir en tilfredsstillende vegstandard for et minimum av kostnader i investering og vedlikehold.

De totale kostnadene en løsning påfører samfunnet i løpet av en definert analyseperiode defineres som levetidskostnadene eller livssyklus-kostnadene (engelsk: Life cycle costs, LCC). Ved valg av overbygning og andre vegelementer vil ulike løsninger innebære forskjeller i byggekostnader og i fremtidige vedlikeholdskostnader. I tillegg kan de innebære ulike konsekvenser for trafikanter og miljø.

Ved analyse av levetidskostnadene søker man å finne den løsningen som er best for samfunnet som helhet. Foruten å oppfylle de tekniske og funksjonelle kriteriene bør valgt løsning også innebære så lave totale kostnader for samfunnet som mulig. Generelt kan levetidskostnadene uttrykkes som:

$$LCC = NV_0 = B_0 + V_0 - R_0 + T_0 + M_0 \quad 4.3.7$$

hvor;

$LCC = NV_0$  = levetidskostnaden, dvs. nåverdien til alle aktuelle kostnader

$B_0$  = byggekostnader (i begynnelsen av år 1)

$V_0$  = nåverdien av alle vedlikeholdskostnader i analyseperioden

$R_0$  = nåverdien av restverdi ved slutten av analyseperioden

$T_0$  = nåverdi av merkostnader for trafikantene i analyseperioden

$M_0$  = nåverdi av miljøkostnader i analyseperioden

Sammenligningstidspunktet er begynnelsen av år 1 i analyseperioden. Alle prissatte konsekvenser og kostnader i analysen diskonteres til sammenligningstidspunktet. Nåverdien til fremtidige kostnader kan beregnes som:

$$NV_0 = \sum_{n=1}^N \frac{K_n}{(1+r)^n} \quad \text{eller} \quad \sum_{n=1}^N K_n \cdot C_n \quad 4.3.8$$

hvor;

$NV_0$  = nåverdien av alle aktuelle kostnader

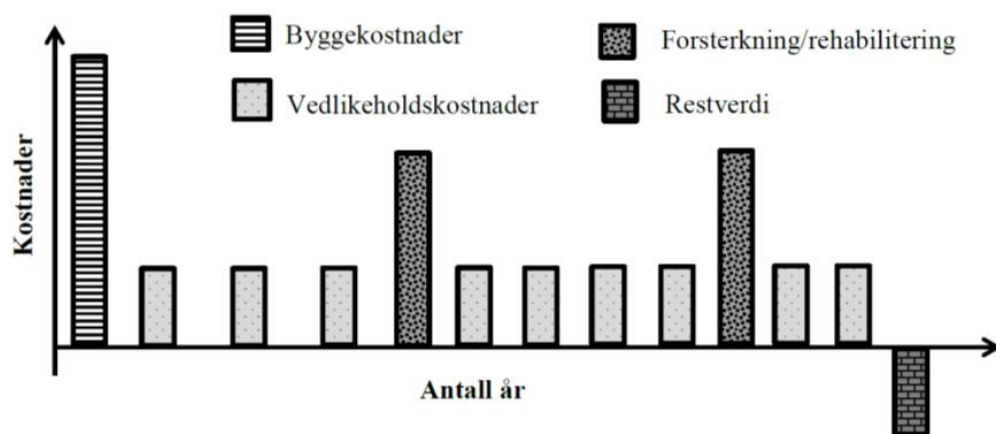
$N$  = antall år i analyseperioden

$K_n$  = kostnader i år  $n$

$r$  = kalkulasjonsrenten i %

$$C_n = \frac{1}{(1+r)^n} = \text{diskonteringsfaktor}$$

Kostnadsanalysen diskonterer alle fremtidige kost- og nytte tall til en netto nåverdi. Figur 4.22 beskriver grafisk noen av kostnadsvurderingene i en slik analyse.



Figur 4.22 Fordeling av kostnader over vegens levetid

### 4.3.2 Empirisk dimensjonering

#### Generelt

Empirisk dimensjonering baserer seg på bruk av systematisk bearbejdede *erfaringsdata* og enkle materialbeskrivelser, som f.eks. CBR-verdi og lastfordelingskoeffisient.

Dimensjoneringssystemet består som regel av et sett retningslinjer, standarder og normaler for oppbygging og utforming av vegkonstruksjonen, og med muligheter for lokal tilpassing etter

behov. Datagrunnlaget i en empirisk dimensjonering er ikke tilstrekkelig til å kunne beregne hvordan ulike lag og materialer i konstruksjonen blir belastet under ulike forhold, og metoden er derfor lite fleksibel og anvendbar hvis forutsetningene for erfaringsgrunnlaget blir endret.

Empiriske dimensjoneringsystem har likevel som regel muligheter for tilpasning av vegkonstruksjonen ut fra følgende hovedvariable:

- *Klimatilpassing*: Denne kan være knyttet til typiske klimaregioner med spesielle alternativ for hver region. I praksis vil den være avgrenset til ulike regler for valg av materialer og variasjon av krav og spesifikasjoner, drenering og frostsikring tilpasset lokale klimaforhold.
- *Trafikk*: Trafikkbelastningen uttrykkes vanligvis ved ÅDT og prosentandel tungtrafikk. Dette er praktiske og enkle mål. Andre vanlige uttrykk for trafikkbelastning er antall ekvivalente aksler per døgn, per år eller i løpet av dimensjoneringsperioden.
- *Grunnforhold*: For dimensjoneringsforhold blir grunnens bæreevne relatert til jordartstype, klassifisert etter ingeniørgeologiske, geotekniske eller spesielle vegtekniske klassifiserings-system.
- *Vegbyggingsmaterialer*: Standard, enkel beskrivelse av materialer og materialeegenskaper for ulike materialer til bruk i det enkelte lag i vegoverbygningen.
- *Konstruksjon*: Standardisert oppbygging av vegkonstruksjonen etter dekketype, trafikkbelastning og grunnforhold. Spesielle krav til forsterkning på bløt grunn og frostsikring etter spesifiserte kriterium eller vurderte behov.

Dimensjonering av vegoverbygninger er fortsatt basert på bruk av empirisk metode i mange land. Dette skyldes gjerne at man mangler grunnlagsdata av tilstrekkelig kvalitet til at mer avanserte dimensjoneringsmetoder kan anvendes.

Empiriske dimensjoneringsystem trenger jevnlig å revideres for å tilpasse krav og anbefalinger til ny kunnskap og erfaring vunnet gjennom teoretiske, eksperimentelle og praktiske FoU-aktiviteter.

### ***Det norske dimensjoneringsystemet***

Det norske dimensjoneringsystemet i Håndbok N200 /1/ er basert på bruk av indeksmetoden supplert med teoretiske beregninger som gjør systemet anvendbart for ulike forutsetninger mht. grunnforhold, trafikkmengde- og sammensetning, klima og nedbørsdata.

Det norske dimensjoneringsystemet kan derfor sies å være et *semi-empirisk* dimensjonerings-system.

I Håndbok N200 er alle aktuelle vegbyggingsmaterialer tildelt en lastfordelingskoeffisient som normalt skal legges til grunn ved dimensjonering av ny veg.

Dersom et materiales styrke og lastfordelende evne avviker fra de normale forutsetninger, kan lastfordelingskoeffisient dokumentert gjennom felt- eller laboratorieforsøk benyttes. Materialeegenskaper fra feltforsøk må bestemmes under kritiske (ugunstigste) forhold.

Dimensjonering med avvikende forutsetninger er mye brukt ved forsterkningsplanlegging. Her kan lagtykkelse og materialparametere for eksisterende veg bestemmes ved prøvetaking og laboratorieanalyser. I tillegg kan mye informasjon hentes ut fra nedbøyningsmålinger og bruk av georadar.

Forsterkningsbehovet uttrykkes i form av en indeksverdi,  $F_{diff}$ , som kan oppnås ved enten å forsterke med nye lag eller ved å forbedre eksisterende bærelagsmasser ved f.eks. bitumenstabilisering. Forsterkning av veger er grundig behandlet i kapittel 11.

### 4.3.3 Mekanistisk-empirisk (ME) dimensjonering

I mekanistisk-empirisk dimensjonering *beregnes spenninger og tøyninger* i ulike dybder i vegoverbygningen og undergrunnen for ulike typer belastning, jfr. figur 4.23.

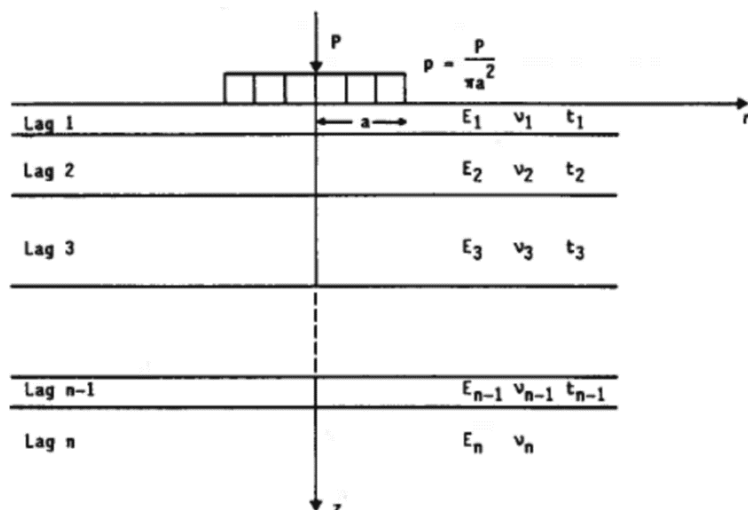
De fleste ME-dimensjoneringsystem anvender tradisjonell elastisitetsteori for lagdelte konstruksjoner for disse beregningene. Her antas alle materialer å være homogene, isotrope og lineært elastiske. Lagene antas å ha uendelig horisontal utstrekning og konstant tykkelse (unntatt undergrunn som i analysene har uendelig utstrekning både horisontalt og vertikalt). Dette er den *mekanistiske* delen av ME-dimensjonering.

For å bestemme nødvendige lagtykkelser, kontrolleres beregningsresultatene mot enten maksimalverdier for de påkjenninger materialene i vegoverbygningen og undergrunn kan utsettes for, eller krav som er satt til dekketilstanden ved utløp av dimensjoneringsperioden.

Matematisk beregning av tilstandsutvikling ligger til grunn for valgene som blir gjort i de nyeste ME-dimensjoneringsystem, som for eksempel AASHTOWare Pavement ME Design. Her brukes tilstandsutviklingsmodeller til å forutsi hvilken nedbrytning vegkonstruksjonen får ved gitte forutsetninger når det gjelder sammensetning og mengde trafikk og klimatiske påkjenninger.

Lastresponser fra hver enkelt belastning summeres opp til en forventet tilstandsutvikling i løpet av vegens dimensjoneringsperiode, og dimensjonering av vegoverbygningen foregår i en iterasjonsprosess hvor man justerer lagtykkelser og materialkvaliteter inntil beregningene viser en akseptabel tilstandsutvikling.

Tilstandsutviklingsmodellene er basert på bred erfaring og statistisk analyse av skadeutvikling for de meste kjente skademekanismene, som f.eks. spor- og jevnhetsutvikling. Dette er derfor den *empiriske* delen av ME-dimensjonering.



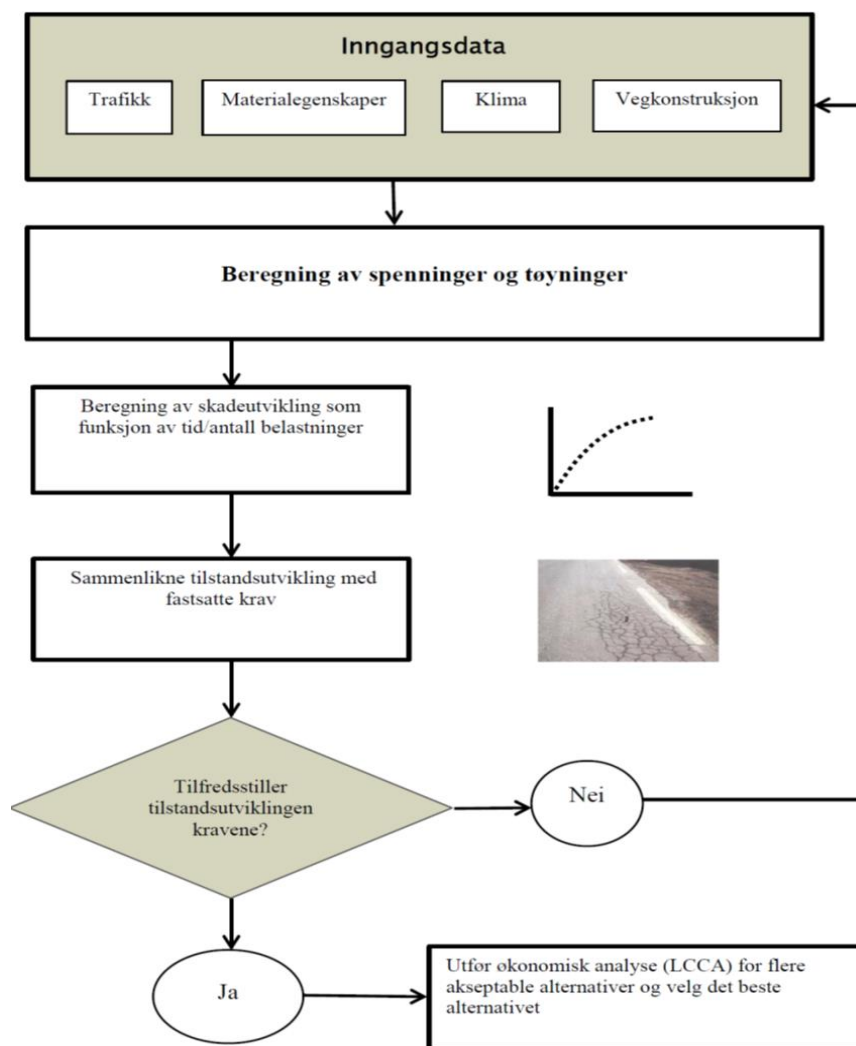
Figur 4.23 Spenninger og tøyninger under hjullaster kan beregnes i ulike nivå i vegkonstruksjonen ved hjelp av elastisitetsteori, gitt visse rammebetingelser /9/

Beregningsgangen ved mekanistisk-empirisk dimensjonering vil normalt inkludere følgende trinn:

- Klarlegge hvilke trafikkpåkjenninger vegoverbygningen forventes å bli utsatt for i løpet av dimensjoneringsperioden. Dette kan bestå av aksellastfordelinger som er omregnet til et ekvivalent antall 10 tons aksellaster, eller mer detaljerte data.

- Gjennomføre grunnundersøkelser for å identifisere og klassifisere materialene i grunnen. Det må i den forbindelse vurderes hvorvidt erfaringsdata for materialeegenskapene kan benyttes, eller om spesielle materialtester må gjennomføres.
- Fastlegge klimadata. Både temperatur og nedbør er viktige inngangsparametere for beregningene. Noen modeller benytter en inndeling i klimasoner og gjennomsnittsdata for disse, andre modeller krever mer detaljerte data.
- Gjennomføre selve dimensjoneringen ved å velge materialer og tykkelser for de forskjellige lagene i overbygningen, og deretter utføre selve beregningene. I noen dimensjoneringsmetoder beregnes påkjenningene på materialene, som f.eks. horisontale tøyninger i underkant av asfaltlagene og vertikalpåkjenningene på materialene i grunnen. I andre metoder beregnes en forventet tilstandsutvikling med hensyn på spor, jevnhet, krakelering, etc.
- Resultatene av beregningene sammenliknes med et sett av krav. Dersom beregningsresultatene er innenfor kravene, kan den valgte overbygning brukes, hvis ikke må lagtykkelser og/eller materialvalg justeres, og ny beregning gjennomføres inntil resultatene er innenfor kravene.

Figur 4.24 viser prosessen med ME-dimensjonering ved bruk av de nyeste systemene som er basert på beregning av tilstandsutvikling.



Figur 4.24 Flytskjema for ME-dimensjonering

En stor fordel ved flere av de modeller som er lansert i de seinere år, er at de er koblet til forventninger om *vegoverbygningens tilstandsutvikling*. Begrepet «dimensjoneringsperiode» får dermed en konkret betydning, og det er relativt enkelt i ettertid å vurdere om vegen er dimensjonert riktig ved å sammenlikne observert tilstandsutvikling med de forventninger man hadde da vegoverbygningen ble dimensjonert.

Analyse av fremtidig skadeutvikling kan utføres for

- utmatningsoppsprekking
- permanente deformasjoner
- temperaturoppsprekking
- ujevnhet (IRI)

De vanligst brukte skadekriterier er fra-bunn-til-topp utmatningsoppsprekking og permanent deformasjon.

### ***Utmatningsoppsprekking***

Utmatningssprekker starter fra bunnen av asfaltdekket i hjulsporene som følge av repetert belastning og nedbøyning fra tunge kjøretøy. Skadene kommer tidlig i utviklingen til syne i form av langsgående parallelle sprekker med mindre sprekker på tvers. Ved ytterligere nedbrytning vil også de tversgående sprekkene bli mer markerte og det karakteristiske rutete krakeleringsmønsteret oppstår.

Utmatningsoppsprekking svekker vegkonstruksjonen i betydelig grad og fører til en akselerert skadeutvikling. Den lastfordelende evnen til dekket blir kraftig redusert og vann trenger lettere ned i de underliggende granulære lag som dermed også mister mye av sin stivhet og deformasjonsmotstand. Resultatet blir en raskere utvikling av spor og ujevnheter.

Skadetypen beskrives ofte i form av prosentvis andel oppsprukket areal i forhold til totalarealet i løpet av dimensjoneringsperioden. I tradisjonelle ME-dimensjoneringsystem som er basert på maksimalverdier for materialenes påkjenning er nedbrytningskriteriet for utmatningsoppsprekking ofte uttrykt ved:

$$N_f = f_1 * (\varepsilon_h)^{-f_2} * E^{-f_3} \quad 4.3.9$$

hvor;

$N_f$  = antall lastrepetisjoner før utmatningsoppsprekking oppstår

$\varepsilon_h$  = horisontal tøyning i underkant asfaltdekke

$E$  = elastisitetsmodul for asfalt

$f_1, f_2, f_3$  er konstanter bestemt ved laboratorietesting

Vegkonstruksjonen bør dimensjoneres for å tåle det beregnede antall lastrepetisjoner i løpet av dimensjoneringsperioden uten at utmatningssprekker oppstår. Hvis  $n_t$  er antall lastrepetisjoner i dimensjoneringsperioden, kan et dimensjoneringskriterium for utmatting uttrykkes ved:

$$D = \sum \frac{n_t}{N_f} \quad 4.3.10$$

Hvis  $D < 1,0$  kan konstruksjonen anses å være sterk nok i forhold til utmatting. Hvis  $D > 1,0$  vil utmatningsoppsprekking sannsynligvis oppstå i løpet av dimensjoneringsperioden.  $D$  bør ikke være mye mindre enn 1,0 da dette indikerer en overdimensjonert konstruksjon.

### **Permanent deformasjon**

Permanent deformasjon er et viktig designkriterium i de fleste mekanistiske dimensjonerings-system. Ofte er deformasjonskriteriet begrenset til å betrakte *vertikal deformasjon i undergrunnen*. Man antar dermed at eventuell deformasjon i de overliggende lag vil være svært begrenset. Dette er en forenkling av virkeligheten og forutsetter god styrke og stabilitet i alle lag av vegoverbygningen.

I tradisjonelle ME-dimensjoneringsystem, som er basert på maksimalverdier for hvilke påkjenninger materialene i vegoverbygningen og undergrunn kan tåle, kan nedbrytningskriteriet for permanent deformasjon uttrykkes ved:

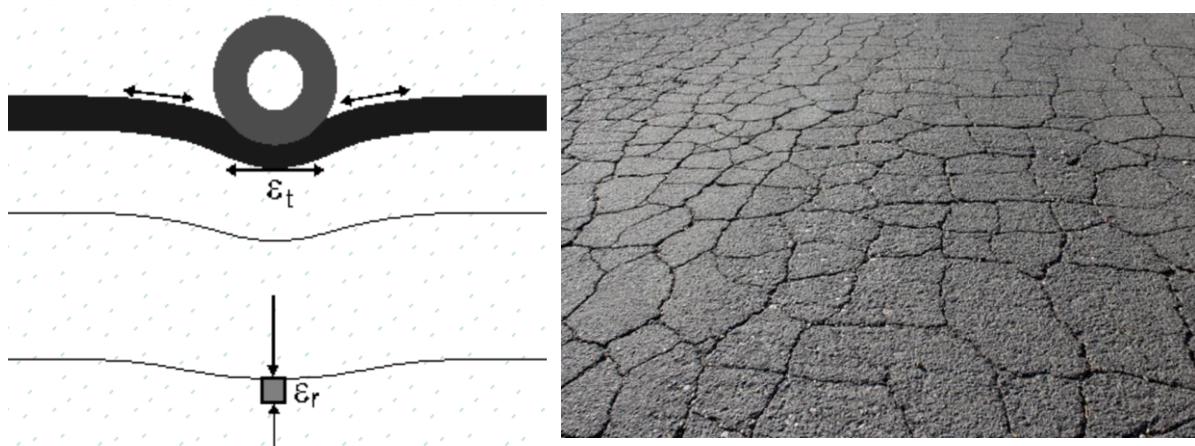
$$N_d = f_4 * (\epsilon_c)^{-f_5} \quad 4.3.11$$

hvor;

$N_d$  er antall lastrepetisjoner som kan aksepteres før deformasjonen blir for stor

$\epsilon_c$  er vertikal tøyning på traubunnsnivå (topp av undergrunn)

$f_4, f_5$  er konstanter bestemt ved feltforsøk eller erfaringsbasert



Figur 4.25 Trafikklastene gir gjentatte horisontale strekkspenninger i underkanten av asfaltdekket som etter hvert forårsaker utmatting og oppsprekking. De samme trafikklastene gir vertikalspenninger som er opphav til permanente deformasjoner av svake lag i konstruksjonen. T.h. oppsprukket dekke etter utmatting. (Ill.: Geir Berntsen)

### **Temperaturoppsprekking**

Temperatursprekker kommer som regel på tvers av vegen og oppstår som følge av variasjon i temperatur. Denne typen oppsprekking blir ofte omtalt som lavtemperaturoppsprekking eller termiske utmattingssprekker fordi de som regel oppstår i kalde områder. Annen temperaturoppsprekking kan oppstå i områder med store daglige eller sesongavhengige temperaturvariasjoner.

Et designkriterium for temperaturoppsprekking uttrykkes gjerne ved maksimum tillatt tversgående oppsprekking per kilometer (m/km) for vegen i løpet av dimensjoneringsperioden.

### **Jevnhet (IRI)**

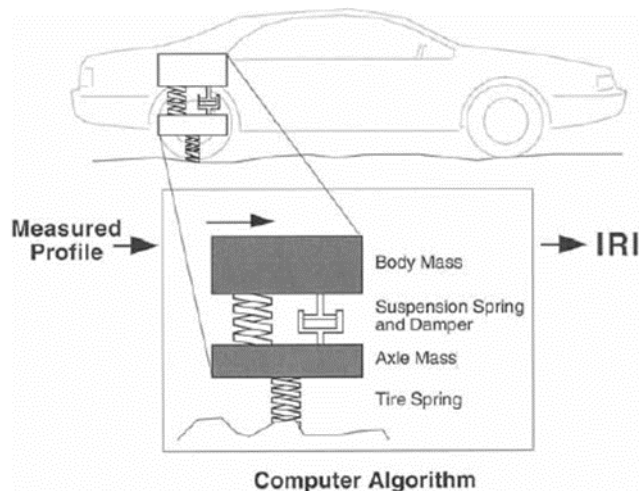
IRI (International Roughness Index) beskriver vegoverflatens ujevnheter, definert som høydevariasjoner i forhold til en helt plan overflate. IRI måles i millimeter per kilometer.



Parameteren ble utviklet av Verdensbanken i 1980-årene, og var ment å skulle simulere kjørekomforten (responsen uttrykt som akkumulerte bevegelser i fjæringssystemet dividert på kjørt distanse) til en «golden car» (standardbil) som kjører i 80 km/t.

IRI-verdien påvirkes hovedsakelig av bølgelengder i området 1,2-30 m. I Norge har vi de senere årene målt IRI-verdier på vegene ved bruk av en laser i ytre hjulspor (jfr. kapittel 8).

Ved hjelp at tilstandsutviklingsmodeller kan jevnhetsutviklingen over tid beregnes. Et designkriterium for jevnhet kan da uttrykkes ved en maksimal akseptert IRI-verdi ved dimensjoneringsperiodens slutt.



Figur 4.26 Den internasjonale jevnhetsindeksen IRI er matematisk utledet fra fjæringssystemet i en standardbil fra 1980-tallet (Ill.: Federal Highway Administration)

## 4.4 Dimensjonering av vegoverbygninger i Norge

### 4.4.1 Utviklingen av det norske dimensjoneringsystemet

#### 1965 – de første norske moderne vegnormalene

Hovedgrunnlaget for dimensjoneringen av vegoverbygninger i Norge ble lagt i 1965 da de første vegnormalene for vegbygging ble presentert. Den gangen hadde man – ut fra erfaring – en formening om hvilken oppbygning, dvs hvilket dekke, bærelag og forsterkningslag, en normalt trafikkert riksveg (den gang kalt vegklasse IIB) burde ha for de forskjellige undergrunnstyper. Mens dimensjoneringen for vegklasse IIB ble holdt fast, ble vegoverbygningstykkelsen for veger med mindre eller mer trafikk fastsatt på grunnlag av det man hadde kommet frem til i det store amerikanske AASHO-forsøket i USA (1956 – 1962).

Ved AASHO-forsøket oppnådde man – gjennom feltforsøk nær Ottawa utenfor Chicago – å bestemme hvordan lagene i en vegoverbygning skulle dimensjoneres når trafikken (aksellastens størrelse og antall aksellaster) varierte.

Den vanlige aksellastgrensen for en enkel aksel i USA på den tiden var 18 000 pund (8,16 tonn) og dette ble valgt som referanseaksel i forsøket. Den nedbrytende effekten av en lettere eller tyngre aksel fant man kunne uttrykkes ved formelen:

$$E = \left( \frac{P}{P_0} \right)^4 = \left( \frac{P}{8.16} \right)^4$$

hvor: E = nedbrytningseffekt eller ekvivalentfaktor

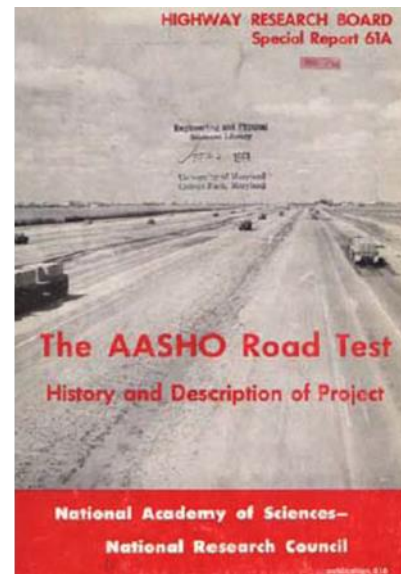
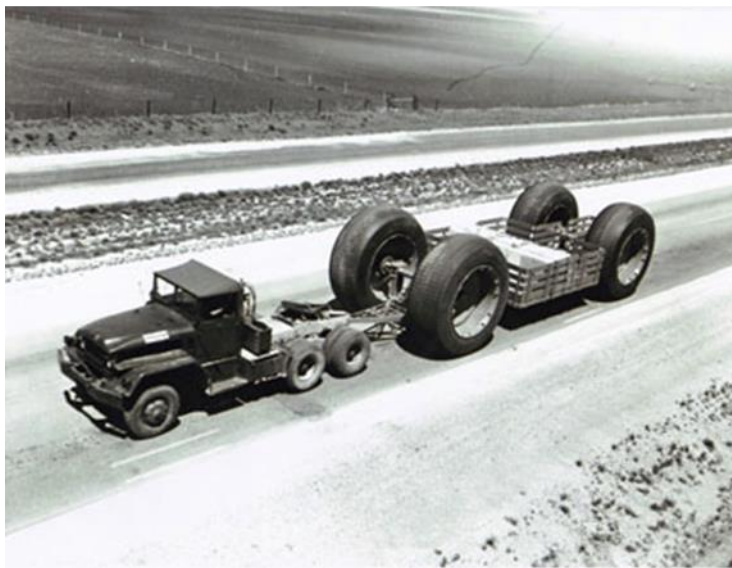
P = aktuell aksellast

P<sub>0</sub> = referanseaksel med nedbrytningseffekt = 1,0

Denne formelen, populært kalt *fjerdepotensregelen*, var et resultat av AASHO-forsøket, og den sier at nedbrytningen som en aksellast forårsaker på en veg øker med fjerde potens av aksellasten i forhold til en standard aksellast (jfr. figur 4.18).

Det norske systemet for dimensjonering av vegoverbygninger er altså basert på norske erfaringer fra en vanlig trafikkgruppe, og det er utvidet til å gjelde alle trafikklasser ved å bygge inn AASHO-resultatene basert på «fjerdepotensregelen». Vårt dimensjoneringsystem er i tillegg supplert med teoretiske beregninger, så vi kan kalle vårt system semi-empirisk.

Siden 1965 er det norske dimensjoneringsystemet endret forholdsvis lite, men det har reflektert viktige endringer i trafikkpåkjenninger (aksellastfordelinger, ringtrykk) og klima (frost).



Figur 4.27 AASHO Road Test var starten på den moderne vegteknologien. T.v. spesialkonstruert testkjøretøy.

### 1980 - antallet 10 tonns aksler blir inngangsparameter

Vi har et dimensjoneringsdiagram der ekvivalente 10 tonns aksler er inngangsparameter. For de mest alminnelige trafikkgrupper er det vist typiske oppbygninger og typisk materialbruk på tre aktuelle undergrunner. Vegdekket bestemmes etter ÅDT.

### 1992 – ulike dimensjoneringstabeller for riksveg – fylkesveg – kommunal veg

Det er tre dimensjoneringstabeller – en for hovedveger (i praksis riksveger), en for samleveger (i praksis fylkesveger) og en for atkomstveger (i praksis kommunale vegger).

Det vises hvordan man enkelt kan endre dimensjoneringen ved avvik i standard forutsetninger knyttet til aksellast, årlig trafikkøkning, dimensjoneringsperiode, antall kjørefelt og skulderbredde.

Det vises hvordan man kan dimensjonere med bruk av endrede lastfordelingskoeffisienter (for eksempel ved andre materialer) enn de standard forslagene som normalene Håndbok N200 Vegbygging opererer med.

Det vises hvordan man kan dimensjonere med bruk av «mekanistisk-empirisk dimensjonering». I praksis er dette likevel så komplisert at forsøk på slik dimensjonering fort kan føre til misforståelser/feil resultat, og det blir ikke brukt i praksis i Norge.

På grunn av økningen i tillatt ringtrykk i dekkene på de tunge bilene er kravet til dekketykkelser/bituminøse lag økt. Disse økningene ble basert på beregninger med analytisk verktøy for bestemmelse av tøyninger og spenninger.

Det innføres undergrunnsklasser for spesiell bløt undergrunn, der overbygningen, av byggetekniske årsaker, må dimensjoneres spesielt.

#### ***Vegnormalene fra 2005***

På grunn av stadig økende ringtrykk siden 1960 blir tykkelsen på de bituminøse lagene økt. Man går også tilbake til én tabell for alle veger, med seks standard trafikkgrupper (A – F) basert på ekvivalente 10 tonns aksler i dimensjoneringsperioden. Vegdekket velges likevel etter ÅDT. Det vil si at vi på mange måter er tilbake til 1980-tankegangen.

#### ***Vegnormalene fra 2011 og 2014***

På grunn av store skader på vegnettet gjennom vintrene 2009/2010 er kravet til frostsikring av veger stadig blitt innskjerpet. Den bæreevnemessige dimensjoneringen er ikke endret, men i praksis vil en stor andel av de nye vegene som bygges nå bli frostsikret.



*Figur 4.28 De ulike utgavene av vegbyggingsnormalen har også innbakt i seg utviklingen av det norske dimensjoneringssystemet. Fra venstre utgave 1980, 1992, 2005, 2011, 2014*

### **4.4.2 Dimensjonering av fleksibel overbygning etter gjeldende norsk praksis**

#### ***Dagens norske dimensjoneringssystem***

Dimensjonering av vegoverbygning i henhold til norske regler er beskrevet i kapittel 5 «Vegfundament» i Håndbok N200. Dette er et relativt omfattende kapittel som omhandler både

dimensjoneringsgrunnlaget, dimensjonering av overbygning, beskrivelse av materialer og utførelse, samt forsterkning av veg.

Det norske dimensjoneringsystemet bygger på generaliserte erfarings- og analyseresultat.

Lagtykkelser for dekke, bære- og forsterkningslag er gitt i tabeller som funksjon av bæreevne-gruppe og trafikkbelastning. Utformingen av tabellene er gjort på basis av indeksverdier og faste lastfordelingskoeffisienter og sikrer at vegoverbygningens bæreevne er ivaretatt. Eventuelt behov for frostsikring må klarlegges gjennom egne analyser basert på opplysninger om grunnforhold og klimadata.

Arbeidsprosessen ved dimensjonering av vegoverbygning etter Håndbok N200 består normalt av følgende punkter:

1. Bestemmelse av dekketype og tykkelse
2. Beregning av dimensjonerende trafikkbelastning
3. Valg av bærelag og kontroll av bærelagsindeks
4. Valg av materiale og bestemmelse av tykkelse på forsterkningslag
5. Valg av frostsikringsmateriale og bestemmelse av lagtykkelser

De enkelte punkter er nærmere beskrevet nedenfor.

#### **Bestemmelse av dekketype og tykkelse**

Valg av dekketype avhenger av en rekke forhold og er nærmere beskrevet i kapittel 6.4 og i Håndbok N200 kapittel 6. Krav til tykkelse på dekket settes på grunnlag av ÅDT i åpningsåret, som vist i figur 4.29.

<b>D</b>	<b>DEKKE (SLITELAG OG BINDLAG) AV BITUMINØSE MASSER</b> (lagtykkelser i cm)			
	ADT (i åpningsåret)			
<b>Dekketype</b>	0 - 1500	1500 - 3000	3000 - 5000	> 5000
Myke dekketyper	4,0	4,0		
Stive dekketyper	3,0 over 3,0	3,5 over 3,0	4,0 over 3,0	4,5 over 3,5

Figur 4.29 Valg av dekkeløsninger (slitelag og bindlag), lagtykkelser i cm /1/

#### **Beregning av dimensjonerende trafikkbelastning**

Dimensjonerende trafikkbelastning uttrykkes ved sum ekvivalente 10 tonns aksellaster (N) i løpet av dimensjoneringsperioden. Diagram for beregning av N er vist i figur 4.30.

Inngangsparametere ved bruk av diagrammet er:

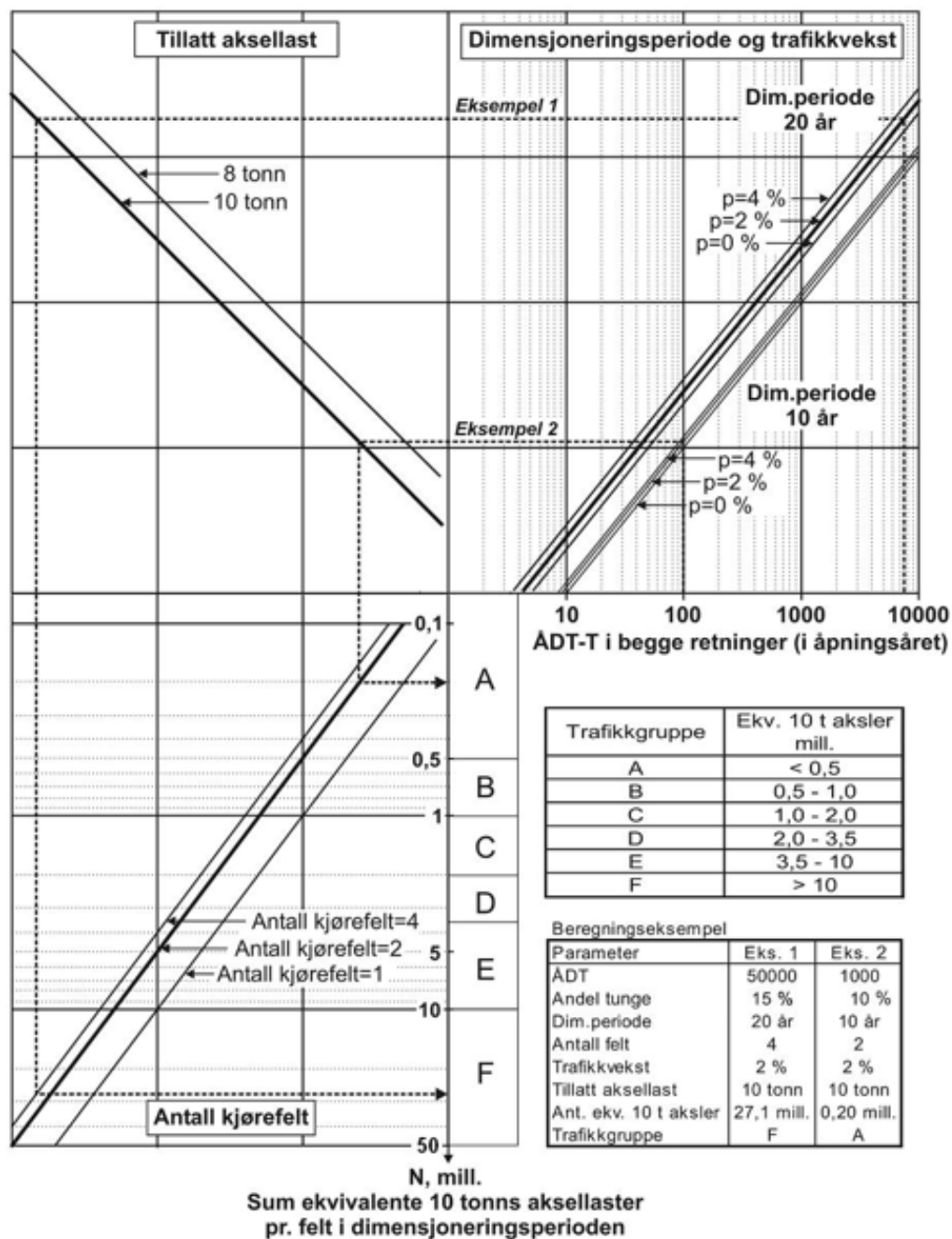
- Tungtrafikkandel, ÅDT-T, i åpningsåret
- Dimensjoneringsperiode (normalt 20 år)
- Årlig trafikkvekst
- Tillatt aksellast (normalt 10 tonn)
- Antall kjørefelt

Dimensjonerende trafikkbelastning er delt inn i trafikkgrupper A til F. Trafikkgruppen er i neste omgang inngangsparameter i dimensjoneringstabellene.

# N

## DIAGRAM FOR BEREGNING AV TRAFIKKBELASTNING, N

(sum ekvivalente 10 tonns aksler pr. felt i dimensjoneringsperioden)



Figur 4.30 Beregning av trafikkbelastning, N og tilhørende trafikkgrupper /1/

### Valg av bærelag og kontroll av bærelagsindeks

Til bærelag bør det brukes stabiliserte materialer eller åpne pukkbærelag. Normalt bør en velge bærelag ut fra dimensjoneringstabellen, se figur 4.31. For den aktuelle trafikkgruppen viser dimensjoneringstabellen ulike alternative bærelag.

<h1>H/S/A</h1>	<b>DIMENSJONERINGSTABELL FOR HOVED-, SAMLE- OG ADKOMSTVEGER</b> (lagtykkelser i cm)						
	<b>TRAFIKKGRUPPE</b> (Antall ekvivalente 10 t aksler pr. felt i dimensjoneringsperioden, N, mill.) Beregning av trafikkgruppe, se pkt 510.2						
	<b>A</b> ( < 0,5 )	<b>B</b> ( 0,5 - 1 )	<b>C</b> ( 1 - 2 )	<b>D</b> ( 2 - 3,5 )	<b>E</b> ( 3,5 - 10 )	<b>F</b> ( > 10 )	
<b>DEKKE</b>	Dekketype og tykkelse velges på grunnlag av ÅDT i åpningsåret, se pkt. 512.3 / figur 512.1						
<b>BÆRELAG</b>	Tykkelse (cm), bærelag						
Anbefalte materialer:							
Ag	9	10	11	12	13	14	
Ag over Ap	5 over 6	6 over 7	6 over 8	7 over 8	7 over 9	7 over 10	
Ag over Ak	5 over 10	6 over 10	7 over 10	8 over 10			
Ag over Gja <sup>3)</sup>	6 over 5	6 over 7	6 over 9	6 over 10			
Ag over Fk	5 over 10	6 over 10	7 over 10				
Fk	20						
<b>FORSTERKNINGSLAG PÅ</b>							
Materialtype i grunnen:	Bæreevne gruppe	Tykkelse (cm), forsterkningslag med lastfordelingskoeffisient a = 1,0					
Fjellskjæring, steinfylling, T1 <sup>6)</sup>	1	30	30	30	30	30	30
Grus Cu ≥ 15, T1	2	30	30	30	30	30	30
Grus Cu < 15, T1 Sand Cu ≥ 15, T1 Fjellskjæring, steinfylling T2 <sup>6)</sup>	3	30	30	30	40	50	50
Sand Cu < 15, T1 <sup>4)</sup> Grus, sand, morene, T2	4 <sup>7)</sup>	40	40	50	60	70	80
Grus, sand, morene, T3	5	50	60	70	70	80	90
Silt, leire, T4, c <sub>u</sub> ≥ 50 kPa	6 <sup>7)</sup>	60	70	70	80	90	100
Silt, leire, T4, c <sub>u</sub> 37,5-50 kPa	6	60	70	80	80	90	100
Silt, leire, T4, c <sub>u</sub> 25-37,5 kPa	6	60+20 <sup>1)</sup>	70+10 <sup>1)</sup>	80	80	90	100
Silt, leire, T4, c <sub>u</sub> < 25 kPa <sup>2)</sup>	6	60+50 <sup>1)</sup>	70+40 <sup>1)</sup>	80+30 <sup>1)</sup>	80+30 <sup>1)</sup>	90+20 <sup>1)</sup>	100+10 <sup>1)</sup>
<b>BÆRELAGSINDEKS Bl<sub>k</sub> <sup>5)</sup></b>		39	45	50	54	62	65
<p>1) Tall med pluss foran er knyttet til anleggstekniske forhold.</p> <p>2) For undergrunn av leire med c<sub>u</sub> &lt; 25 kPa skal forsterkningslagstykkelse og sikkerhet mot grunnbrudd vurderes spesielt.</p> <p>3) Tykkelsene forutsetter en lastfordelingskoeffisient på min. 1,75. Ved lastfordelingskoeffisienter mellom 1,35 og 1,75 må tykkelsen økes for å overholde kravene til indeksverdier.</p> <p>4) Sand med Cu &lt; 5 skal vurderes særskilt.</p> <p>5) Definisjon av bærelagsindeks (Bl<sub>k</sub>), se vedlegg 4.</p> <p>6) Fjellskjæring omfatter både dyp- og grunnsprengning, for grunnsprengning er det krav om min 0,75 m fra vegoverflate til topp av knøler, se pkt. 226.3.</p> <p>7) Tykkelsen på forsterkningslag over isolasjonslag av XPS, lettklinker og skumglass må også vurderes ut fra anleggstekniske forhold.</p> <p>GRUNNFORSTERKNING: Nødvendig tykkelse av grunnforsterkningslag for at dette skal kunne betraktes som undergrunn ved dimensjonering av overbygning er vist i figur 510.10.</p> <p>FROSTSIKRING: Om bæreevnemessig dimensjonering ved ulike typer frostsikring, se kap. 511.</p> <p>Cu og c<sub>u</sub>: For velgraderte og/eller grove masser brukes <i>graderingstall</i> (C<sub>u</sub> eller Cu, fra engelsk: Coefficient of uniformity) som er definert som d<sub>60</sub>/d<sub>10</sub>, se vedlegg 13. For leire brukes begrepet <i>udrenert skjærfasthet</i> (c<sub>u</sub>, engelsk: cohesion, undrained).</p>							

Figur 4.31 Dimensjonering av vegger med asfaltdekke, lagtykkelser i cm /I/

Ulike tilgjengelige varianter av kvalitet og pris kan berettige valg av andre materialer enn det som anbefales i dimensjoneringstabellen. Figur 4.32 viser bruksområder for de mest aktuelle bærelagstypene.

Bærelagstype		Øvre bærelag						Nedre bærelag					
		Trafikkgruppe <sup>1)</sup>						Trafikkgruppe <sup>1)</sup>					
		A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
Knust grus <sup>2)</sup>	Gk	2)											
Knust fjell	Fk												
Asfaltert grus	Ag												
Asfaltert pukk	Ap												
Penetrert pukk	Pp												
Gjenbruksasfalt <sup>3)</sup>	Gja												
Knust asfalt	Ak												

- 1) Nedre grense er økonomisk betinget. Øvre grense er satt av funksjonsmessige årsaker.
- 2) Knust grus brukes ikke på riksveg eller som øvre bærelag på vegger med  $N > 0,2$  mill.
- 3) Bruken av Gja bør vurderes i hvert enkelt tilfelle, se pkt 512.6.

Figur 4.32 Bruksområder for materialer i bærelag /1/

Dimensjoneringstabellen inneholder krav til bærelagsindeks,  $BI_k$ , for hver trafikkgruppe. Det må kontrolleres at valgt løsning tilfredsstiller dette kravet.

#### Valg av materiale og bestemmelse av tykkelse på forsterkningslag

I forsterkningslag benyttes normalt pukk eller kult. Usortert sprengt stein tillates ikke brukt i vegoverbygningen. De vanligste sorteringer for bruk i forsterkningslag er:

- Kult 22/120, 22/180
- Pukk 22/90
- Samfengt pukk 0/63, 0/90

Den som planlegger og prosjekterer bør kjenne til hvilke materialer som er lettest tilgjengelig samt tidligere praksis og eventuelle overbyggningsproblemer i det aktuelle området. For ett og samme anlegg bør en etterstrebe mest mulig lik overbygningstype.

		Trafikkgruppe					
		A	B	C	D	E	F
Grus	G						
Pukk, kult	P, K						
Gjenbruksbetong	Gjb						

Figur 4.33 Bruksområder for materialer i forsterkningslag /1/

Nødvendig tykkelse av forsterkningslaget er angitt i dimensjoneringstabellen og avhenger av materialtype i undergrunnen og trafikkgruppe. Angitte tykkelser gjelder ved bruk av grus eller andre materialer med lastfordelingskoeffisient  $a = 1,0$ . Ved bruk av pukk eller kult med lastfordelingskoeffisient  $a = 1,1$  kan tykkelsen reduseres tilsvarende (tykkelse = tabellverdi dividert med lastfordelingskoeffisient).

For fylkesveger kan forsterkningslagstykkelsen reduseres med 10 cm i forhold til tabellverdiene.

### **Valg av frostsikringsmateriale og bestemmelse av lagtykkelser**

Bestemmelse av nødvendig frostsikring forutsetter at det først er gjort en dimensjonering av dekke, bære- og forsterkningslag som vist foran. Nødvendig tykkelse på frostsikringslaget blir da differansen mellom beregnet frostdybde og samlet tykkelse på dekke, bære- og forsterkningslag. Beregning av frostdybde er nærmere beskrevet i kapittel 9.

Valg av frostsikringsmateriale bør baseres på en vurdering av flere alternativer og bestemmes ut fra hvilken metode som gir den beste løsning med hensyn til kostnader, gjennomføring av arbeidene, samt forventet fremtidig vedlikehold av vegen.

Forutsatt omtrent like kostnader for de forskjellige alternativer, bør valg av frostsikringsmateriale/metode gjøres etter følgende prioritering:

1. Sand- og grusmaterialer
2. Knust fjell
3. Lettklinker eller skumglass
4. Isolasjonsplater av ekstrudert polystyren (XPS)

Dersom dimensjoneringen gir liten tykkelse på frostsikringslaget, kan det være mer rasjonelt å øke forsterkningslagets tykkelse tilsvarende, slik at kravene til frostsikring likevel overholdes. Ved store frostmengder kan det hende at frostsikringslaget blir så tykt at det kan betraktes som en grunnforsterkning og dermed gi grunnlag for å kunne redusere tykkelsen på forsterkningslaget.

Ved bygging av veg på telefarlig undergrunn bør dimensjonering av forsterknings- og frostsikringslag ses i sammenheng og man bør søke løsninger som både er praktisk i forhold til gjennomføring og økonomisk gunstige i tillegg til å tilfredsstille kravene til frostsikring.

#### **4.4.3 Eksempler på bruk av det norske dimensjoneringsystemet**

To eksempler på dimensjonering av vegoverbygning etter den norske dimensjoneringstabellen er vist i vedlegg 1.

Eksempelene er hentet fra Håndbok N200 /1/.

### **4.5 Dimensjonering av spesielle vegoverbygninger**

#### **4.5.1 Hvordan kan man vurdere særlig tunge transporter?**

For å ferdes på norske veger er det satt begrensninger på aksellast og totalvekt (kjøretøyets vekt + nyttelast).

Begrensningene, som i første rekke er satt av hensyn til nedbrytningen av vegen, men også av hensyn til trafikksikkerhet er:

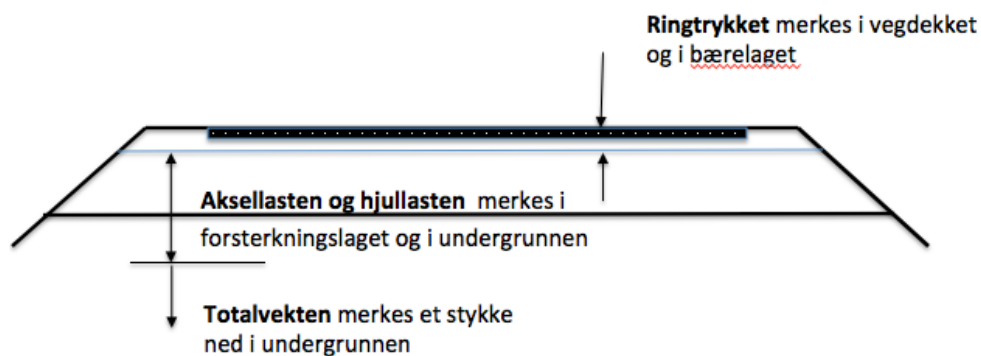
Aksellast:	maks. 10 tonn (noen fylkesveger har tillatt aksellast på 8 tonn)
Totalvekt:	maks. 50 tonn

En ny veg som bygges etter vegnormalene skal kunne brukes i 20 år uten at det skal være nødvendig å forsterke vegen, og siden transportørene ofte mener det er økonomi i å overlaste kjøretøyene, må dimensjoneringen også ta hensyn til dette, fordi overlastkontrollen ikke er i stand til å fange opp all ulovlig kjøring.

Kjøring med overlast er kostbart for samfunnet fordi det betyr at vegdekkene holder i kortere tid enn de burde. Et forsiktig anslag tilsier at vi uten overlast kunne fått asfaltdekkene til å holde ett år lenger enn de gjør i dag. I penger betyr det en kostnad på ca. 500 mill. kr i året.



Den norske dimensjoneringen av vegoverbygninger er laget ganske robust. Det betyr at det i dimensjoneringen er forutsatt en viss grad av overlast.



Figur 4.34 Problemområder i en vegoverbygning

I noen tilfeller må kjøretøyene kjøre med overlast, for eksempel når en stor og tung transformator skal transporteres fra en produsent eller en kai til monteringsstedet. Da kan totallasten komme opp i flere hundre tonn, slik at man må bruke spesialkjøretøyer som kan fordele belastningen på så mange aksler at tillatt aksellast kan overholdes. Likevel er det alltid nødvendig å få dispensasjon for transporten når tillatte kjøretøybegrensninger overskrides.

#### **Aksellaster over 10 tonn**

Aksellaster opp til 13 tonn er ikke uvanlig på vegnettet, men vil som regel ikke føre til noen merkbar reduksjon i forventet dekkelevetid.

Ved aksellaster opp til 16 tonn vil et begrenset antall overfarter heller ikke gi noen dramatisk forkortelse i dekkelevetiden, men den faktiske bæreevnen på en veg kan variere, og det kan derfor være kortere strekninger på en slik veg der man registrerer problemer.

Ved aksellaster over 16 tonn er det mer usikkert hva som vil skje. Svake partier på en veg vil kunne få tidlige skader, og utslagene vil avhenge av årstid, innspenningsforhold (for eksempel svake grøftkanter), ledninger i grunnen osv.



Figur 4.35 Virkningen av tunge militærtransporter må ofte vurderes spesielt

Høye aksellaster brukes ofte i kombinasjon med høye ringtrykk. Ved ringtrykk opp til 15 kg/cm<sup>2</sup> bør ikke et begrenset antall overfarter være et problem, men over dette vil kvaliteten på bærelaget være helt avgjørende. Selv om vegens «bæreevne», som normalt vil være knyttet til den aksellast vegen tåler, er betegnet som god, kan et svakt bærelag føre til en altfor kort dekkelevetid.

### **Totalvekter over 50 tonn**

Så lenge aksellastene begrenser seg til det som er tillatt, vil en vegkonstruksjon ikke ha noe problem med store totallaster. For dimensjonering av *brukonstruksjoner* er kjøretøyenes totalvekter derimot svært avgjørende.

Totallaster opp til 100 tonn behøver ikke å skape store problemer dersom det bare er vegkonstruksjonen man behøver å ta hensyn til. For høyere laster bør en geoteknisk sakkyndig alltid komme inn i vurderingen, for transporten vil da utgjøre en stor tilleggsbelastning på terrenget. Rasproblematikk knyttet til vegfyllinger og bløt undergrunn gjør da at behovet for motfyllinger eller andre tiltak må være vurdert.

Transporter med totalvekt på 100-200 tonn er ikke uvanlig, og disse kan forårsake belastninger på typisk 20-30 kN/m<sup>2</sup>. Dette er langt over de 10 kN/m<sup>2</sup> som benyttes som standard trafikklast ved geotekniske beregninger for stabilitet av veg. Slike høye totallaster vil også utløse behov for å sjekke jordtrykk mot støttemurer og bæreevnen for brufundamenter. Årstiden spiller vanligvis mindre rolle for vurderingen.



*Figur 4.36* Eksempel på spesialtransport – en transformator på 407 tonn

## **4.5.2 Gang- og sykkelveger, parkeringsplasser og terminalanlegg**

### **Gang- og sykkelveger**

Gang- og sykkelveger langs riksveger bygges, driftes og vedlikeholdes av staten. Også gang- og sykkelveger langs de riksvegene som i 2010 ble overført til fylkeskommunene (primære

fylkesveger) bygges, driftes og vedlikeholdes av staten, selv om fylkeskommunen her står som vegeier.

Gang- og sykkelveger langs sekundære fylkesveger bygges av Statens vegvesen for fylkeskommunen, men driften gjennomføres av den enkelte kommune.

Ved dimensjoneringen av en gang- og sykkelveg må man ta høyde for at den utsettes for belastninger fra vedlikeholdsmaskiner og fra sporadisk trafikk fra utrykningskjøretøyer, renovasjonsbiler og lignende.

I tillegg til den bæreevnemessige dimensjoneringen, som er vist i figur 4.37, bør en gang- og sykkelveg ha en standard som gjør at den blir den foretrukne veg for syklist og gående. Det betyr at frostsikring alltid må vurderes, og særlig viktig er det å unngå telesprekker.

<b>G/S</b>		<b>DIMENSJONERINGSTABELL FOR VEGOVERBYGNING – GANG- OG SYKKELVEGER (lagtykkelser i cm)</b>	
<b>VEGDEKKE</b>			
Myke dekketyper		4,0	
Stive dekketyper		3,0 over 3,0 <sup>5)</sup>	
Grus <sup>2)</sup>		5	
<b>BÆRELAG</b>			
Ag		4	
Fk		10	
Gjb I, Ak		10	
<b>FORSTERKNINGSLAG PÅ</b>			
Materialtype i grunnen:	Bæreevne- gruppe	Tykkelse	
Fjellskjæring, steinfylling, T1	1	Evt. avrettingslag	
Grus, $C_u \geq 15$ , T1	2	Evt. avrettingslag	
Grus, $C_u < 15$ , T1 Sand, $C_u \geq 15$ , T1 Fjellskjæring, steinfylling, T2	3	30	
Sand $C_u < 15$ , T1 <sup>4)</sup> Grus, sand, morene, T2	4	30	
Grus, sand, morene, T3	5	40	
Silt, leire, T4, $c_u \geq 50$ kPa	6	50	
Silt, leire, T4, $37,5 \leq c_u < 50$ kPa	6	50	
Silt, leire, T4, $25 \leq c_u < 37,5$ kPa	6	50+20 <sup>1)</sup>	
Silt, leire, T4, $c_u < 25$ kPa <sup>3)</sup>	6	50+50 <sup>1)</sup>	
1) Tall med + foran er knyttet til anleggsfasen, se pkt. 510.6. 2) Vanligvis bør det benyttes fast dekke på gang- og sykkelveger. 3) For undergrunn av leire med $c_u < 25$ kPa skal forsterkningslagets tykkelse og sikkerhet mot grunnbrudd vurderes spesielt. 4) Sand med $C_u < 5$ må vurderes spesielt. 5) Bindlag kan sløyfes dersom bærelaget består av Ag. Tykkelsen på øvre bærelag skal da økes tilsvarende bindlagets tykkelse.			

Figur 4.37 Dimensjoneringstabell for gang- og sykkelveger med typiske materialvalg og lagtykkelser /1/



Kl. 1 Godt dekke

Kl.2 Akseptabelt dekke

Kl.3 Dekket trenger fornyelse

Figur 4.38 Tilstandsklasser på gs-veger. Et dekke på en gs-veg bør holde i 20 år.  
(Foto: Statens vegvesen)

### Parkeringsplasser og terminalanlegg

Dimensjonering av parkeringsplasser tar utgangspunkt i dimensjoneringstabellen i figur 4.39.

<div style="font-size: 2em; font-weight: bold; text-align: center;">P</div>		<b>DIMENSJONERINGSTABELL FOR PARKERINGSPLASSER OG TERMINALANLEGG MED ASFALTDEKKE <sup>6)</sup></b> (lagtykkelser i cm)		
		TYPE ANLEGG		
VEGDEKKE <sup>7)</sup>		Park.plass m/lett trafikk	Park.plass m/tung trafikk, Terminalanlegg Aksellast ≤ 10 t	Terminalanlegg aksellast 10 - 20 t <sup>3)</sup>
Slitelag over bindlag		3,0 over 3,0 <sup>2)</sup>	3,0 over 3,0 <sup>2)</sup>	4,5 over 3,5
BÆRELAG				
Gk		15		
Fk		15	15	
Ag over Ak/Fk		4 over 10	4 over 10	
Ag over Ap			4 over 5	7 over 5
Ag			8	10
FORSTERKNINGSLAG PÅ				
Materialtype i grunnen:	Bæreevne- gruppe	Tykkelse		
Fjellskjæring, steinfylling, T1	1	30	30	30
Grus Cu ≥ 15, T1	2	30	30	30
Grus Cu < 15, T1	3	30	30	30
Sand Cu ≥ 15, T1				
Fjellskjæring, steinfylling, T2	4	30	40	40
Sand Cu < 15, T1 <sup>5)</sup>				
Grus, sand, morene, T2	5	40	60	75
Grus, sand, morene, T3				
Silt, leire, T4, c <sub>u</sub> ≥ 50 kPa	6	50	70	95
Silt, leire, T4, 37,5 ≤ c <sub>u</sub> < 50 kPa				
Silt, leire, T4, 25 ≤ c <sub>u</sub> < 37,5 kPa	6	50+30 <sup>1)</sup>	70+10 <sup>1)</sup>	95
Silt, leire, T4, c <sub>u</sub> < 25 kPa <sup>4)</sup>				
		50+60 <sup>1)</sup>	70+40 <sup>1)</sup>	95+15 <sup>1)</sup>
1) Tall med + foran er knyttet til anleggsfasen, se pkt 510.6. 2) Kan legges i ett lag ved bruk av bituminøst bærelag. 3) Tallverdiene er en grov veiledning, og en spesiell vurdering vil være nødvendig i hvert enkelt tilfelle. 4) Ved c <sub>u</sub> < 25 kPa må forsterkningslagets tykkelse og sikkerhet mot grunnbrudd vurderes spesielt, se pkt.510.6. 5) Sand med Cu < 5 må vurderes spesielt. 6) For dimensjonering av vegoverbygning med belegningsstein, se figur 514.1. 7) Dekketype velges ut fra figur 624.2				

Figur 4.39 Dimensjoneringstabell for parkeringsplasser og terminalanlegg med typiske materialvalg og lagtykkelser /I/

Tabellen skiller mellom plasser med lett trafikk, og plasser der man må regne med tungtrafikk tilsvarende det som opptrer ute på vegene.

For terminalanlegg er det regnet med at belastningene kan bli høyere enn det som opptrer ute på vegen, og det er tatt høyde for aksellaster mellom 10 og 20 tonn. Slike anlegg vil i regelen være lukkede.

I sommerhalvåret kan høye temperaturer, sammen med store belastninger, forårsake varige (plastiske) deformasjoner. I slike tilfeller skal stabilitetsegenskapene for dekke og bærelag vurderes særskilt og bruk av betongbelegningsstein kan være aktuelt.

### 4.5.3 Dimensjonering på særlig svak undergrunn

Svak grunn kan være myr, humusholdige masser, bløt leire eller silt.

I den norske dimensjoneringstabellen (figur 4.31) er noen forsterkningslagstykkelser vist med et plusstegn foran. Dette er knyttet til anleggstekniske forhold, og det betyr at det kun er ved bruk av spesielt lett anleggsutstyr at en kan bruke forsterkningslagstykkelser uten dette tillegget. Ved bruk av ordinært anleggsutstyr må en regne med å bruke forsterkningslagstykkelser med det angitte tillegget.

På særlig svak undergrunn kan følgende tiltak være aktuelle:

- økning av tykkelsen av forsterkningslaget
- forsterkning av undergrunnen ved bruk av grunnforsterkning for å kunne utføre byggearbeidene med tilfredsstillende kvalitet
- utførelse av andre tiltak som sikrer bæreevnen under anleggsperioden

### *Armering og bruk av bakhun*

To geotekniske tiltak er ofte benyttet for å bedre bæreevnen på svak undergrunn under anleggsperioden; armering og bruk av bakhun.

Armering med armeringsduk (spesielle geotekstiler med høy styrke) som legges mot undergrunnen kan ofte gi den nødvendige bæreevneforbedringen som sikrer fremkommeligheten for anleggsmaskiner (jfr. figur 4.40). Armeringen er altså her et hjelpemiddel i anleggsfasen, men ikke en permanent «del» av vegoverbygningen.



Figur 4.40 Utlagt skumglass med fiberduk og armeringsnett /3/ (Foto: Jan Vaslestad)

Bruk av krysslågt bakhun (eller forskalingsbord, pallevirke e.l.) mot undergrunnen kan gi en betydelig styrkeøkning for en rimelig kostnad (jfr. figur 4.41). Bakhun er den ytre del av tømmerstokken med barkrester, dette er gjerne et restprodukt fra mindre sagbruk.

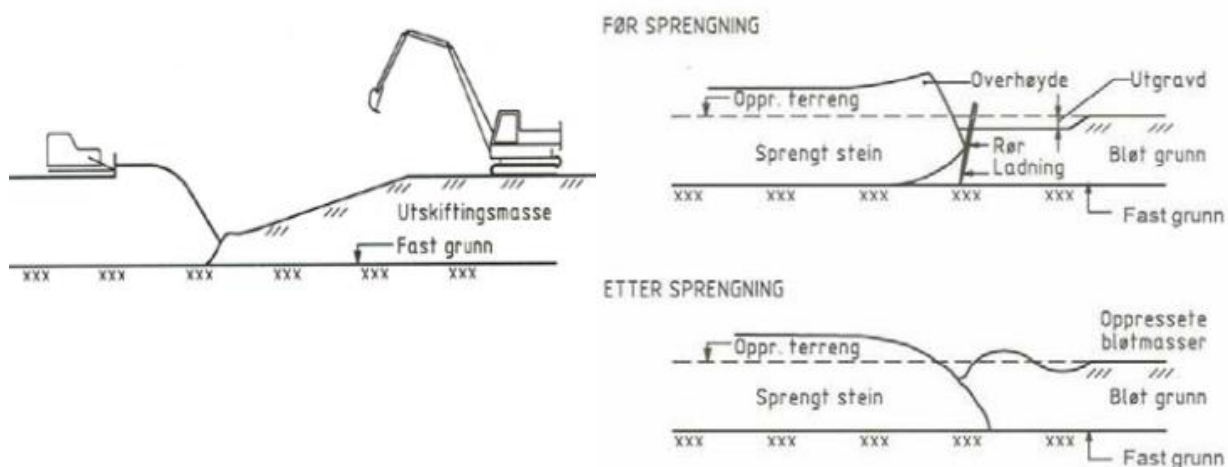


Figur 4.41 Bruk av bakhun som armering i fylling på E18 Fornebukrysset /3/  
(Foto: Roald Aabøe)

### Grunnforsterkningstiltak

Det er kun for grusveger man kan tillate seg å legge vegen over myrpartier, men selv for slike veger vil problemene etter hvert tårne seg opp. Man får raskt setninger, som gjør at man får behov for å fylle på mer materialer, noe som øker vekten på vegen og akselererer setningsforløpet. For veger med fast dekke vil man derfor prøve å flytte veglinjen slik at myra kan unngås. Hvis ikke dette er mulig kan massene graves ut eller fortrenkes ved at man går frem med en tipp med overlaster (jfr. figur 4.42). Myrmasser ned til ca. 7 m kan masseutskiftes på denne måten.

I vanskelige tilfeller kan sprengning i fyllingsfoten hjelpe til med fortrenningen.



Figur 4.42 Masseutskifting ved graving foran fylling (t.v.) og sprengning (t.h.) /3/

### ***Grunnforsterkning ved bruk av lokale materialer***

I veglinjen vil en ofte finne lokale materialer som ikke holder kravene til overbygningmaterialer, men som ellers med fordel kan benyttes som grunnforsterkning.

Det betyr at de lokale materialene kan legges ut i en minstetykkelse (40-90 cm) på eksisterende grunn, slik at vegoverbygningen kan dimensjoneres for grunnforhold tilsvarende bæreevnegruppen for materialene til grunnforsterkningen. Dette er spesielt aktuelt der en har dårlige grunnforhold med leire og silt, og tilgang på lokale materialforekomster som tunnelstein og grus eller sand av telefarlighetsklasse T2 eller T3.

### ***Utnyttelse av stein i linjen***

Stein i linjen av god kvalitet kan med fordel brukes til å øke tykkelsen på vegoverbygningen utover kravet til normal dimensjonering. Dette kan også fungere som frostsikring av vegen og bidra til redusert dekkefornyelsestakt, reduserte kostnader i vintervedlikeholdet og bedre kjørekomfort for vegbrukerne.

### ***Bruk av fast overbygningstykkelse***

Tykkelsen av vegoverbygningen avhenger bl.a. av undergrunnstypen, men hyppige endringer i planumshøyden på grunn av variasjoner i undergrunnstypen kan være en anleggsteknisk ulempe. Det bør da vurderes om planum kan holdes konstant gjennom lengre strekninger eller hele prosjektet, uavhengig av variasjonene i undergrunnen.

### ***Geoteknisk assistanse***

Dette kan være nødvendig for å sjekke ut at undergrunnen ikke vil føre til problemer med fremtidige setninger og stabilitet. I verste fall kan den veglinjen man har valgt gi en så stor belastning på undergrunnen at det kan være fare for utrasing. Flytting eller senkning av veglinjen kan da være aktuelt med mindre man kan redusere belastningene ved bruk av lette masser, for eksempel skumplast (EPS, «Isopor»), skumglass eller lettklinker («Leca»).

Undersøkelser og tiltak i forbindelse med dårlig undergrunn er også nærmere behandlet i kapittel 3.

## **Referanser**

- /1/ Statens vegvesen, *Vegbygging*, Håndbok N200, Vegdirektoratet 2014.
- /2/ Statens vegvesen, *Geoteknikk i vegbygging*, Håndbok V220, Vegdirektoratet 2014.
- /3/ Statens vegvesen, *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, Håndbok V221, Vegdirektoratet 2014.
- /4/ R. S. Nordal, *Trafikkbelastninger*, NTNU Institutt for bygg, anlegg og transport, Notat 830, mars 1993, rev. 2012.
- /5/ Statens vegvesen, *Sluttrapport for etatsatsingsområdet Bedre utnyttelse av vegens bæreevne*, Publikasjon nr. 75, Vegdirektoratet 1994.
- /6/ R. S. Nordal, *Vegklima, vegtilstand og klimapåkjenninger*, NTNU Institutt for bygg, anlegg og transport, Notat utarbeidet 1991, revidert 2011.
- /7/ Statens vegvesen, *Klima og transport. Sluttrapport for FoU prosjektet*, Rapport nr. 210, Vegdirektoratet mai 2013.
- /8/ R. Johansen og G. Refsdal, *Dimensjonering av overbygninger i Norden - Norge*, Notat utarbeidet for Nordisk vegforum NVF utvalg 34, 2006.
- /9/ Inge Hoff, *Analyses of stress and strain in pavements*, NTNU 2013.





## 5 Materialegenskaper og materialkrav

### 5.1 Generelt

Enten det er et hus eller en veg som skal bygges er det viktig at en velger de riktige materialene til de ulike delene av konstruksjonen ut fra påkjenninger og belastninger.

Kravene til materialeegenskapene er avhengig av hvor i konstruksjonen materialet brukes. Materialene må

- kunne motstå nedknusing og slitasje (dvs. krav til mekaniske egenskaper)
- tilfredsstillende krav til komprimerbarhet, stabilitet og telefarlighet (dvs. krav til kornform, korngradering, maks finstoffinnhold)

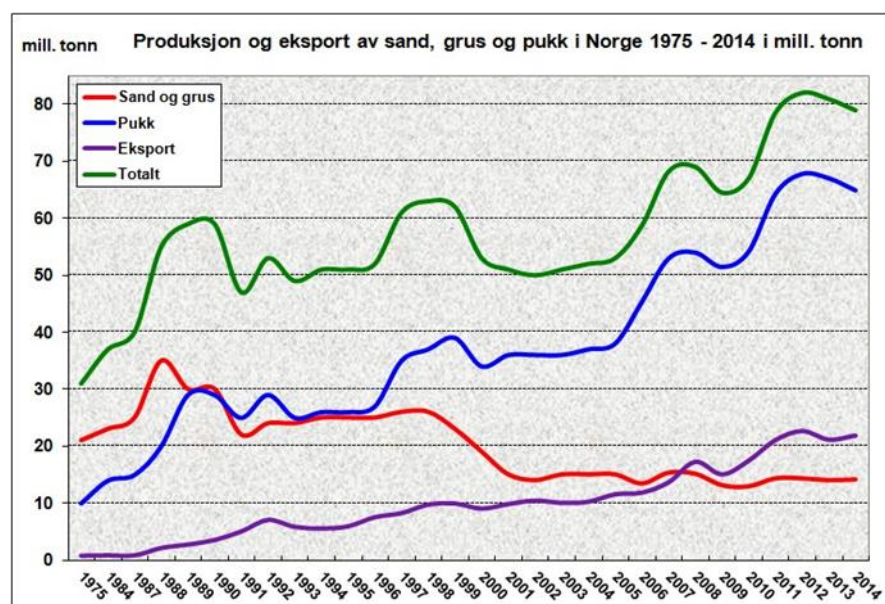
I dette kapitlet ser vi på prøvingsmetodene og kravene til steinmaterialer i bærelag, forsterkningslag og frostsikringslag. Kravene til tilslag i bitumenstabiliserte materialer i bærelag er også beskrevet. Krav til steinmaterialer/tilslag i asfaltdekker er omtalt i kapittel 6.

### 5.2 Produksjon av steinmaterialer

Naturgrus brukes nesten ikke lenger i vegbygging i Norge, og vegnormalene krever dessuten at naturgrusen skal inneholde en betydelig andel knuste materialer både til mekanisk stabiliserte bærelag og slitedekker.

I vegbygging er det derfor i hovedsak snakk om bruk av knuste steinmaterialer som er produsert i steinbrudd med ulike bergarter med egnede mekaniske og kjemiske egenskaper. Resirkulerte materialer av knust betong, tegl og asfalt kan også brukes.

Den årlige produksjonen av pukk, sand og grus i Norge er vist i figur 5.1. Den samlede produksjonen er ca. 70-80 millioner tonn hvert år. Noe av dette eksporteres, men av de 60 millioner tonn som brukes i Norge går ca. 57 % til vegbygging og 27 % til faste dekker /1/.



Figur 5.1 Produksjon av sand, grus og pukk i Norge /1/

Måten materialproduksjon, lagring og transport utføres på, vil være avgjørende for kvaliteten på produktene når de kommer fram til byggeplassen.

Pukkverk er anlegg hvor steinmaterialet etter sprengning knuses og siktes til forskjellige produkter. Ved bearbeidelse kan man få produkter med forskjellig kornstørrelse og kornform, og dette avgjør hvilke formål steinmaterialet er egnet til.

For steinmaterialer til vegformål stilles det krav blant annet motstand mot nedknusing, flisighet, slitasjeverdi, humusinnhold, gradering og bergartsinnhold. Kravene varierer etter hvor i vegkroppen materialet benyttes, klima og trafikkbelastning.

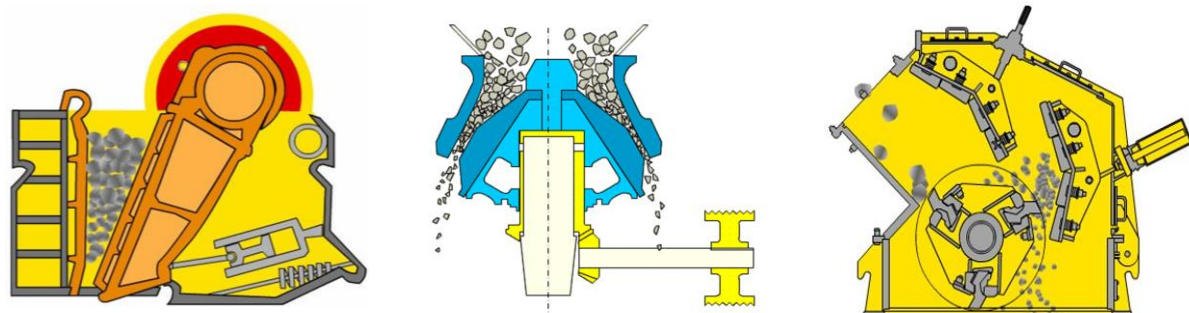
Produksjonsprosessen starter med fjerning av skog og vegetasjon med hogstmaskin eller motorsag, deretter fjernes jordlaget over fjellet med gravemaskin. Etter det kan sprengning foretas. Med en vellykket sprengning kan mye av knusingen allerede være gjort. Dels skal det unngås stein som er for stor til å gå i knuseren (blokk), og dels skal det ikke produseres for mye finstoff i sprengningen.

Steinmaterialene kan bearbeides i ett eller flere trinn. Ved en ett-trinns knusing fås grove produkter som maskinkult og sams pukk. Ved å sikte disse og kjøre dem gjennom flere knusetrinn kan man få bedre kvaliteter og flere fraksjoner.



Figur 5.2 Steinknuser i drift

I vanlig pukkverksdrift er som oftest førstetrinnet en kjeftknuser, der to plater arbeider mot hverandre og knuser stein som i en kjeft. Vanligvis er da de neste trinnene konknusere, der steinen tippes ned mellom to koner som maler steinen ned til mindre størrelse. Andre vanlige typer er spindelknusere, som er som en konknuser, men med en slankere senterkon, og slagknusere som har en hurtiggående aksel som slår mot en ambolt.



Figur 5.3 Ulike steinknuser, prinsippkisser; kjeftknuser (t.v.), konknuser (i midten), slagknuser (t.h.)

I et pukkverk finnes det ellers sikter som splitter materialene, transportbånd, siloer/buffere og matere.



Figur 5.4 Sorteringsanlegg, detaljfoto



Figur 5.5 Full produksjonslinje med knusere og sorteringsverk

Knuste steinmaterialer benyttes til:

- Vegbyggingsmaterialer, herunder tilslag til betong eller asfalt
- Vegfyllinger og terrengforming
- Drenering
- Strøvare for vintervedlikeholdet

### 5.3 Laboratorieanalyser for steinmaterialer

På grunn av variasjoner i naturlige steinmaterialer, bør materialene testes for å fastslå om de er egnet til bruk i asfalt (bituminøse blandinger) eller som materiale i bære- og forsterkningslag. Egnetheten er knyttet til geometriske, fysiske og kjemiske egenskaper/krav. Figur 5.6 oppsummerer de viktigste testmetoder for steinmaterialer til bærelag, forsterkningslag og frostsikringslag.

Steinmaterialers brukbarhet til vegbygging fastlegges ved ulike felt- og laboratorieundersøkelser. Geologiske undersøkelser og prøvetaking samt vurdering av analyseresultater er beskrevet i Håndbok R211 Feltundersøkelser /2/. Analysemetodene er beskrevet i Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser /3/ og i norske standarder.

Brukbarheten av naturlige og resirkulerte materialer til vegbyggingsformål bedømmes hovedsakelig ut fra korngradering og geometriske og mekaniske egenskaper, som kornform og

motstand mot nedknusning, slitasje og piggdekkslitasje. Tilslaget poleringsmotstand påvirker friksjonsegenskapene til dekket. Også ev. belegg, mineralinnhold (f. eks. kalk, glimmer og kis) og lysrefleksjonsevne påvirker brukbarheten.

Naturlige steinmaterialer (knuste og uknuste) skal bestå av forvitningsbestandige bergarter. Det stilles krav til bergartenes mekaniske egenskaper avhengig av trafikkbelastningen og hvor i vegkonstruksjonen materialene skal anvendes.

Kontroll av	Frostsikr. lag	Forsterkningslag <sup>1)</sup>		Mek. stab. bærelag			Bærelag av bitumenstabiliserte materialer							Gjb I	Gjb II		
	S/G/P/K	G	P/K	Gk	Fk	Fp	Ag	Ap	Pp	Eg	Ep	Sg	Bg	Ak			
Materialegenskaper																	
- Los Angeles-verdi		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					X
- flisighetsindeks				X	X	X	X	X	X	X	X	X					X
- mølleverdi <sup>2)</sup>		(X)	(X)	(X)	(X)	(X)	X	X	X	X	X	X	X				
- micro-Deval-koeffisient <sup>3)</sup>		X	X	X	X	X	(X)	(X)	(X)	(X)	(X)	(X)	(X)				
- andel knuste korn					X		X	X	X								
- bindemiddelkvalitet							X	X	X	X	X	X	X				
- sammensetning (inkl. renhet)														X <sup>4)</sup>			X <sup>5)</sup>
Korngradering																	
- kornfordeling	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
- maks. steinstørrelse	X	X	X	X	X	X											X
Vannømfintlighet	X	X	X	X	X	X											X
Telefarlighet	X	X	X	X	X	X											X
Bindemiddelmengde							X	X	X	X	X	X	X				
Asfalttemperatur																	
- materialproduksjon							X	X									
- utlagt materiale							X	X	X								
Komprimering	X	X	X	X	X	X	X	X	X								X
Forbruk							X	X	X	X	X	X	X				
Indirekte strekkstyrke										X	X	X	X	X			

1) S, G, P og K betyr hhv. sand, grus, pukk og kult.

2) Parentes angir at mølleverdien tillates brukt i produksjonskontrollen som et alternativ til kontroll med micro Deval, men micro-Deval skal benyttes ved typeprøving/deklarasjon. Sammenheng micro-Deval og kulemølle må etableres. (Om korrelasjon mellom metodene, se også vedlegg 3.)

3) Parentes angir at dersom det foreligger resultater fra micro-Deval testing kan disse benyttes i stedet for kulemølleverdier både for typeprøving og produksjonskontroll. Se Vedlegg 3.

4) Se pkt 622.4

5) Se pkt 522.12

Figur 5.6 Kvalitetskrav for frostsikringslag, forsterkningslag og bærelag /4/

Analysemetodene er beskrevet i standarder. For metoder der det ennå ikke finnes standarder, gjelder metodene i Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser /3/.

De viktigste analysene for steinmaterialer i bærelag, forsterkningslag og frostsikringslag er:

- Kornfordeling ved sikteanalyser (bestemmelse av korngradering)
- Kornform ved måling av flisighetsindeks (FI)
- Knusningsgrad
- Måling av motstandsevne mot nedknusning etter Los Angeles-metoden
- Måling av motstandsevne mot slitasje etter kulemølle-metoden
- Måling av motstandsevne mot slitasje etter Micro-Deval
- Petrografisk analyse

Av mer funksjonsrelaterte testmetoder (undersøkelser av materialet som lag i vegkonstruksjonen) er nok de mest aktuelle

- CBR-forsøk

- Treaks-forsøk

Disse analyse- og testmetodene er beskrevet litt nærmere i følgende avsnitt.

### 5.3.1 Kornfordeling

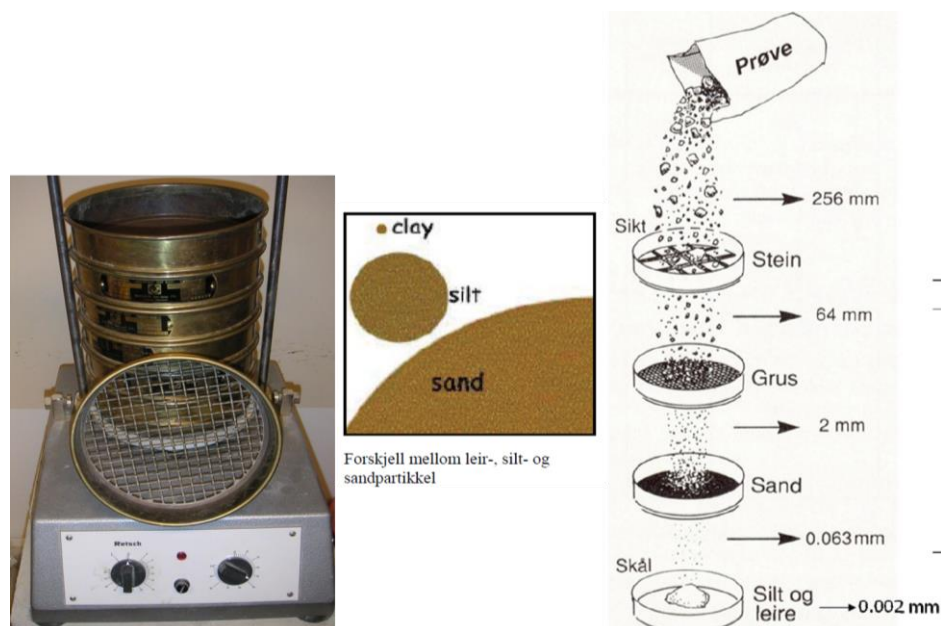
Kornfordeling bestemmes ved en siktanalyse. Formålet med siktanalysen er å bestemme kornfordelingskurven.

Mineralske jordarter inndeles med hensyn til kornstørrelsen, som vist i figur 5.7.

GROV-INNDELING Fraksjon	FIN-INNDELING	KORN-DIAMETER	ANMERK	
BLOKK		> 600 mm		FRIK-SJONS-JORD-ARTER
STEIN		600 - 60		
GRUS	grov	60 - 20		
	middels fin	20 - 6 6 - 2		
SAND	grov	2 - 0.6	Bestemmes ved sikting. Kan sees.	KOHE-SJONS-JORD-ARTER
	middels	0.6 - 0.2		
	fin	0.02 - 0.06		
SILT	grov	0.06 - 0.02	Kjennes med tenner. Kan ikke sees eller kjennes.	
	middels	0.02 - 0.006		
	fin	0.006 - 0.002		
LEIR		< 0.002 mm		

Figur 5.7 Inndeling av jordarter etter kornstørrelse (NGI-skala)

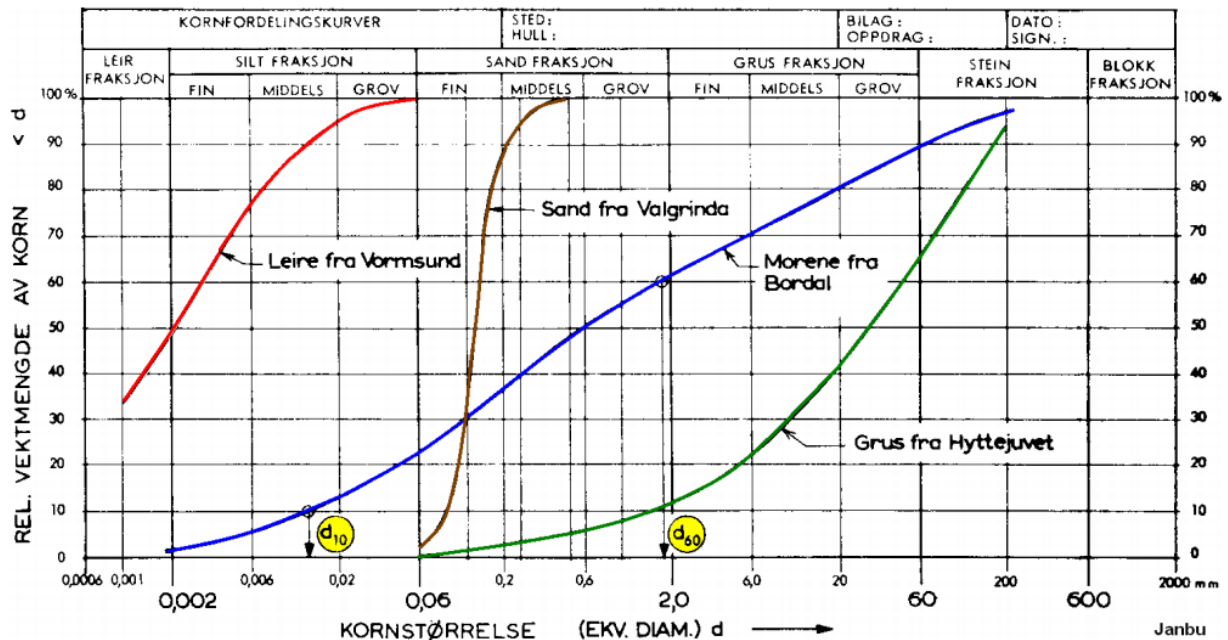
Fraksjoner som er grovere enn silt bestemmes ved sikting, mens de finere partiklene bestemmes ved en slemmeanalyse. Sikting og summasjonsveiing er en metode for å bestemme vektfordelingen mellom mineralkornene, jfr. figur 5.8.



Figur 5.8 Sikteanalyse; utstyr/siktesats (t.v.) og prinsippskisse (t.h.)

Resultatene fra en slik sikteanalyse plottes og tegnes vanligvis i et diagram som vist i figur 5.9. Dermed framkommer materialets *kornfordelingskurve* eller *siktekurve*.

En detaljert beskrivelse av sikteprosedyren er gitt i Håndbok R210 /3/.



Figur 5.9 Siktekurver for forskjellige jordarter

Steinmaterialer er karakterisert ved nedre ( $d$ ) og øvre ( $D$ ) siktstørrelser, uttrykt som fraksjon  $d/D$ . Den nedre siktstørrelse ( $d$ ) kan være null. Fraksjon  $d_i/D_i$  passerer  $D_i$  og er sikrest på  $d_i$ .

En viktig parameter, som kan avledes fra kornfordelingskurven, er *graderingstallet*  $C_u$ .

$$C_u = d_{60}/d_{10}$$

hvor  $d_{60}$  = den kornstørrelsen som 60 % av materialet er mindre enn  
 $d_{10}$  = den kornstørrelsen som 10 % av materialet er mindre enn

Graderingstallet er et mål for om det siktede materialet er ensgradert eller velgradert. Vegvesenets definisjoner for graderingstall er

ensgradert:  $C_u < 5$   
 middels gradert:  $C_u = 5 - 15$   
 velgradert:  $C_u > 15$

### Slemmeanalyse

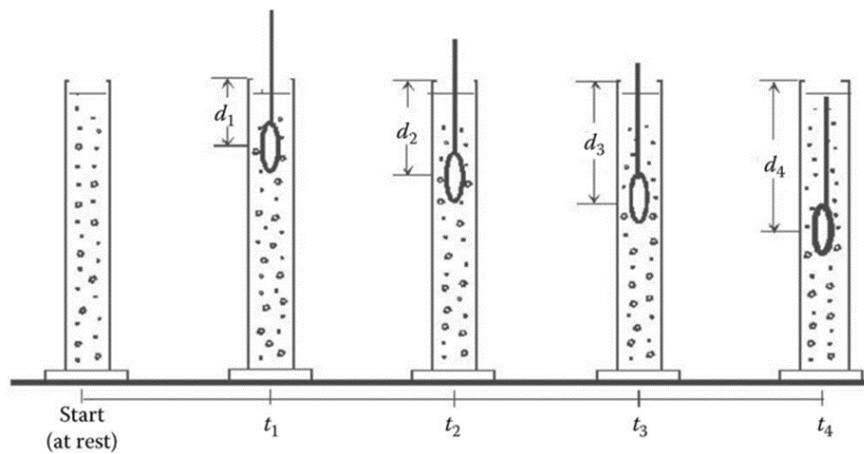
Slemmeanalyse er en indirekte bestemmelse av kornfordelingen ved at man måler densitet for en oppslemmet prøve (suspensjon) i en glass-sylinder. Metoden brukes for undersøkelse av leirig silt, siltig leire og lignende finkornig materiale.

Analysen tar utgangspunkt i at når en jordprøve er oppslemmet i vann, vil mineralkornene synke med forskjellig hastighet avhengig av kornform, kornstørrelse og tyngden av mineralkornene.

Avlesninger gjøres med hjelp av et kalibrert hydrometer som senkes ned i suspensjonen og leses av ved spesifiserte tidsintervall, se figur 5.10.

Avlesning tas etter følgende tidsintervaller; 1 min., 1 ¾ min., 4 min., 15 min., 30 min., 60 min., 4 timer og 24 timer.

Disse avlesningene gir da grunnlag for å bestemme fordelingen av partikler i området fra 55 µm og ned til 1 µm. /3/



Figur 5.10 Skjematisk framstilling av slemmeanalyse (hydrometertest) /12/

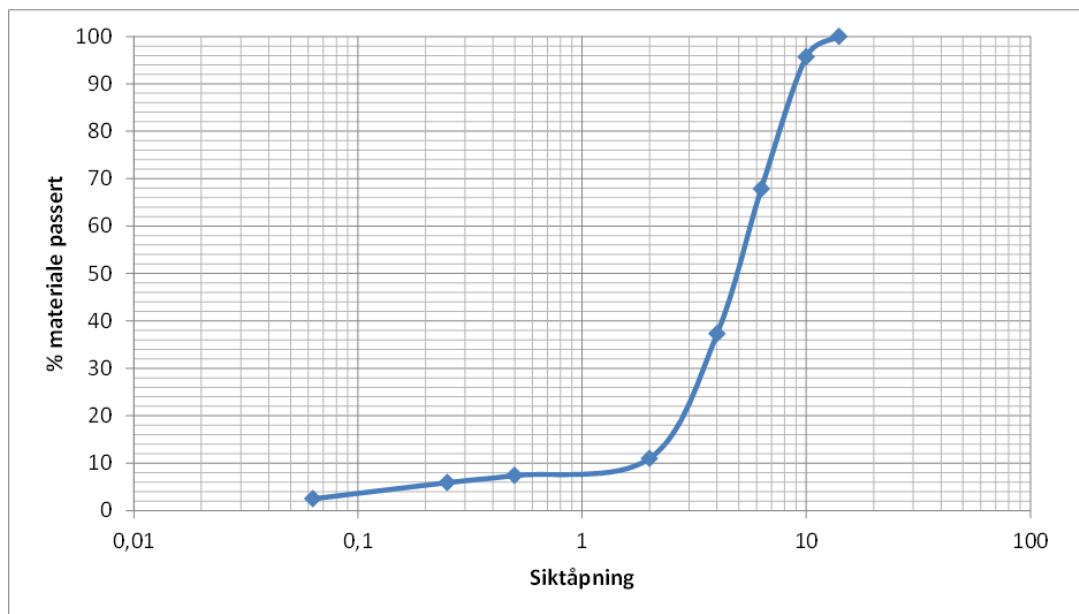
#### Eksempel på utregning av kornfordeling

Etter sikting blir massen på hvert sikt (jfr. figur 5.8) veid og uttrykt som prosentandel av den totale massen. Disse verdiene blir deretter summert som en akkumulert prosentandel som passerer gjennom hvert sikt. Dermed har man grunnlag for å tegne siktekurven.

Et eksempel på resultatet fra en sikteanalyse av en prøve på totalt 2336 g er vist i tabellen nedenfor. Resulterende kornkurve framgår av figur 5.11.

Tabell 5.1 Eksempel på beregning av kornfordeling

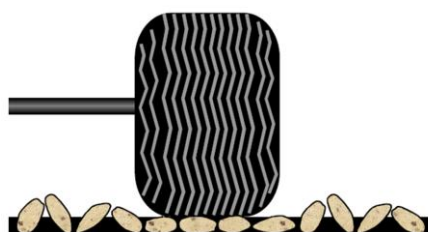
Sikteåpning (mm)	Material på hvert sikt (g)	Akkumulert (g)	Tilbakeholdt materiale på sikt (%)	Andel materiale passert sikt (%)
14	0	0	0,0	100
10	100	100	4,3	95,7
6,3	650	750	32,1	67,9
4	714	1464	62,7	37,3
2	614	2078	89,0	11,0
0,5	85	2163	92,6	7,4
0,25	36	2199	94,1	5,9
0,063	79	2278	97,5	2,5
< 0,063	58	2336	100,0	—
Total	2336		100,0	



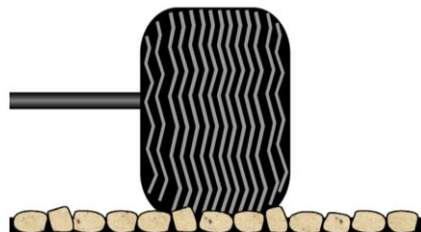
Figur 5.11 Kornfordelingskurve tegnet på grunnlag av sikteanalysen i Tabell 5.1

### 5.3.2 Kornform

Flisighetsindeks er et uttrykk for kornformen. «Langstrakte» partikler kan ha uheldige effekter på betong og asfaltdekker. For eksempel kan langstrakte partikler ha en tendens til å gjøre en betongblanding tungt bearbeidelig, noe som kan svekke den langsiktige holdbarheten. For asfaltdekker kan langstrakte partikler forårsake at dekket brytes opp og gå i oppløsning under trafikklast. Kubiske partikler er derfor best egnet som tilslag i vegdekker.



Trafikk fører til at flate partikler i hjulsporet legger seg ned på den flateste siden



Trafikk har liten effekt på kubiske partikler

Figur 5.12 Kornform og trafikklast (Ill.: Geir Berntsen)

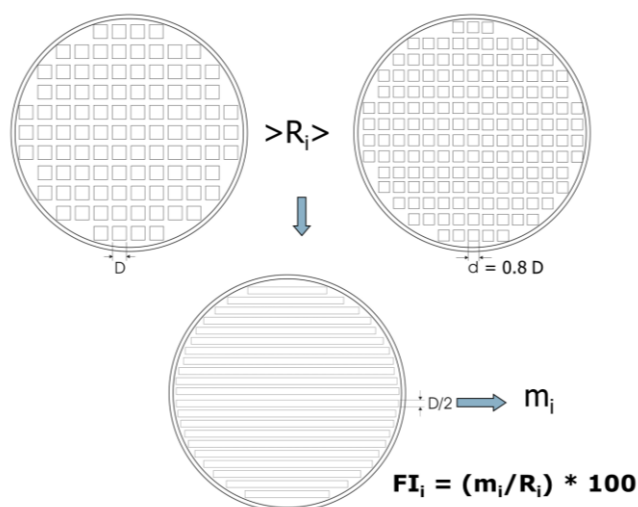
Bestemmelse av kornform skjer ut fra to sikteoperasjoner; først på platesikter med kvadratiske åpninger for å dele inn i fraksjoner, og deretter siktes hver fraksjon på korresponderende stavsikter, som angitt i figur 5.13.

Flisighetsindeksen for en fraksjon er prosent gjennomgang på fraksjonens korresponderende stavsikt, og flisighetsindeksen beregnes ut fra sum av prosent gjennomgang på stavsiktene som prosentandel av hele prøvens masse. Dette er beskrevet i Håndbok R210 - Bestemmelse av flisighetsindeks (flakindeks) /3/.

Flisighetsindeksen kan bestemmes for materialer med kornstørrelse fra 4 til 80 mm.



Fraksjon d/D i mm	Stavsiktens spalte- bredde i mm
63/80	40
50/63	31,5
40/50	25
31,5/40	20
25/31,5	16
20/25	12,5
16/20	10
12,5/16	8
10/12,5	6,3
8/10	5
6,3/8	4
5/6,3	3,15
4/5	2,5



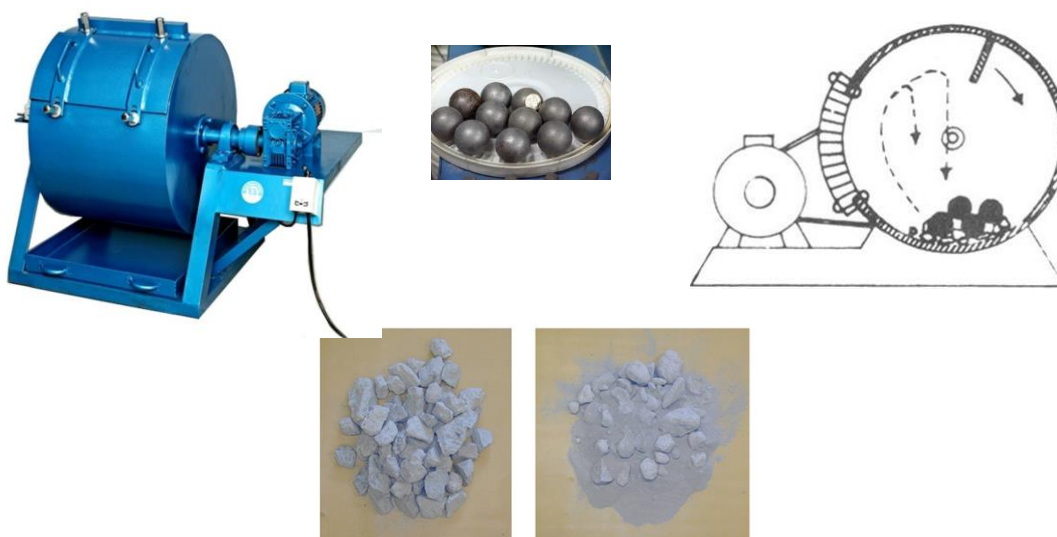
Figur 5.13 Fraksjoner med korresponderende stavsikter

### 5.3.3 Los Angeles-metoden

En av de eldste og mest kjente metodene for å bestemme motstand mot nedknusing av steinmaterialer er Los Angeles-metoden. Metoden går ut på å bestemme steinmaterialets motstandsevne mot nedknusing ved bruk av knusing og slitasjekrefter. Kraftene påføres steinmaterialene ved at de roterer i en sylinder sammen med stålkuler.

I Håndbok R210 /3/ beskrives Los Angeles-metoden slik:

- prøvestørrelse på 5 kg i fraksjonen 10-14 mm
- 11 stålkuler med diameter 45-49 mm og samlet vekt mellom 4,69 og 4,86 kg
- 500 omdreininger
- hastigheten på trommelen er 31-33 omdreininger pr. minutt



Figur 5.14 Los Angeles-trommel med kuler og virkemåte (øverst). Nederst foto av prøve før og etter testing.

Los Angeles-verdien til en prøve er prosent gjennomgang på 1,6 mm-sikten etter tromling:

$$LA = \frac{100 \cdot (5000 - m)}{5000}$$

hvor  $m$  = masse i hele gram av materialet større enn 1,6 mm.

Jo lavere Los Angeles-verdien er, jo mer motstandsdyktig er steinmaterialet mot nedknusing.

### 5.3.4 Knusningsgrad

Knusningsgraden (andel knuste flater) er viktig med tanke på forhaking og indre friksjon i materialet, og dermed stabiliteten.

Knusningsgraden uttrykkes ved to tall; det første indikerer prosentandel av steinmaterialet hvor kornenes flater er helt eller delvis knust. Det andre tallet angir prosentandel av steinmaterialet hvor kornene ikke har knuste overflater (rundete korn).

I Håndbok R210 - Bestemmelse av knuste korn i grovt tilslag /3/, beskrives metoden slik:

- Andel knuste korn bestemmes på fraksjonen 4-63 mm
- Partiklene sorteres for hånd etter følgende:
  - Helt knuste partikler (der mer enn 90 % av overflaten er knust)
  - Knuste partikler (der mer enn 50 % av overflaten er knust)
  - Rundete partikler (der 50 % av overflaten eller mindre er knust)
  - Helt rundete partikler (der mer enn 90 % av overflaten er rundet)
- Knusningsgraden angis med  $C_{xx/yy}$   
hvor  $xx$  = minimum % andel helt knuste og knuste partikler  
 $yy$  = maksimum % andel helt rundete korn

### 5.3.5 Micro-Deval

I Micro-Deval-testen utsettes steinmaterialene for større krefter enn i Los Angeles-testen. Metoden er en standardisert metode for bestemmelse av slitastjernetstand på materialer til mekanisk stabilisering. De viktigste forskjeller fra Los Angeles-testen er følgende:

- Mengden av tilslagsmaterialer som anvendes er mindre ( $500 \pm 2$  g)
- Trommelen er mindre ( $200 \pm 1$  mm indre diameter og  $154 \pm 1$  mm lengde)
- Rotasjonstiden er lenger (2 timer og 12 000 omdreininger)
- Rotasjonshastigheten er høyere (100 omdreininger per minutt)
- Diameteren på stålkulene som tilsettes er mindre ( $10 \pm 0,5$  mm)
- $2,5 \pm 0,05$  l vann tilsettes trommelen

Micro-Deval-metoden ligner på den nordiske møllemetoden (se neste avsnitt), men Micro-Deval-sylinderen er glatt på innsiden (ingen riller som løfter materialet), testfraksjonen er 10/14 mm og prøvestørrelsen 500 g. Materialet tromles sammen med 2,5 l vann i to timer, sammen med 5 kg stålkuler av størrelse 10 mm.

På samme måte som for Los Angeles-metoden framkommer Micro-Deval-verdien ( $M_{DE}$ ) som prosent gjennomgang på 1,6 mm-sikten etter tromling.



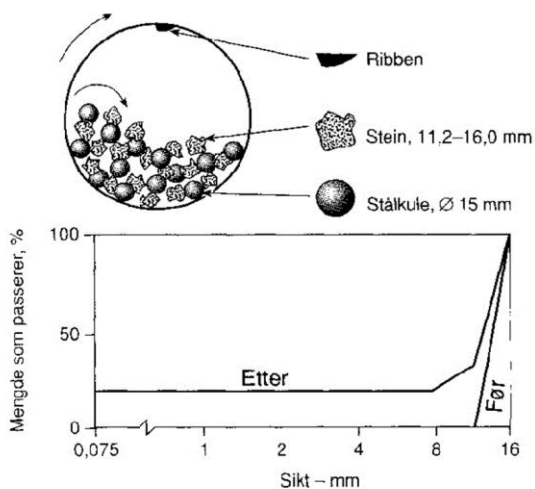
Figur 5.15 *Micro-Deval sylinder med tilhørende stålkuler for testing av tilslagets motstand mot slitasje. Til høyre et eksempel på materiale før og etter testing.*

### 5.3.6 Møllemetoden

Dette er en testmetode (kalles også Nordic Abrasion Test) som bestemmer et steinmateriales mekaniske styrke, i første rekke med tanke på motstand mot piggdekkslitasje. Testen simulerer den slitasjen som det grove tilslaget utsettes for i et asfaltdekke trafikkert med piggdekk. Men metoden kan også brukes for vurdering av materialer (med høyt kalk-/glimmerinnhold) til bæreg- og forsterkningslag /5/.

I Håndbok R210 - Møllemetoden /3/, beskrives metoden slik:

- 1 kg steinmateriale i fraksjonen 11,2-16 mm
- 7 kg stålkuler
- 2 liter vann
- Trommeldiameter 206,5 mm
- Roterer med 90 omdreininger pr. minutt i en time
- Trommelen har 3 riller med høyde 8 mm



Figur 5.16 *Kulemølle-maskin for testing av tilslagets motstand mot piggdekkslitasje*

Mølleverdien ( $A_N$ ) er mengden i prosent av materiale som passerer et 2 mm kvadratsikt etter at massen har vært kjørt i kulemøllen.

### 5.3.7 Petrografisk analyse

Naturlig tilslag som sand, grus og pukk (knust fjell) utgjør den viktigste bestanddelen i mange bygningsmaterialer. Hva tilslagsmaterialet er sammensatt av geologisk, kan ha betydning for sluttproduktet. Ved å utføre en forenklet petrografisk analyse fås nyttig informasjon om geologiske faktorer. Metoden er rask å utføre, og gir ingen detaljkunnskap om petrografi. Men det kan være mulig å identifisere kornform, om det er belegg på bergartskornene, om de er forvitret eller forurenset, samt hvilke mineraler som opptrer og hvilke(n) bergart(er) som er representert.

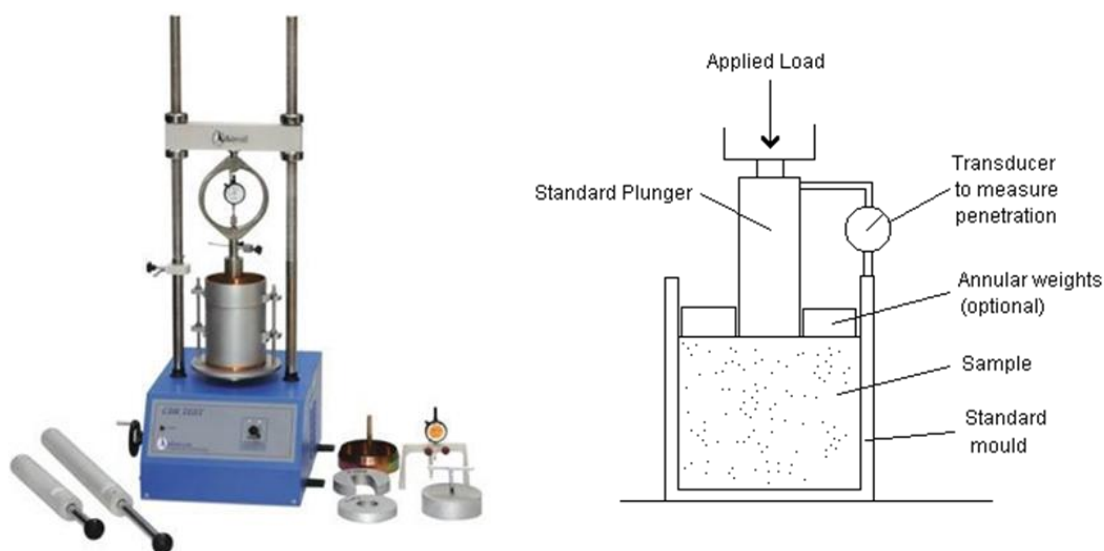
For mer nøyaktig mineral- og bergartsbestemmelse er tynnslipsanalyse med mikroskopering nødvendig. XRD (røntgendiffraksjon) er også en analysemetode for identifikasjon av mineraler som kan benyttes.

Andre metoder som undersøker spesifikke forhold som også kan ha innvirkning på sluttproduktet, er bestemmelse av mengde fri glimmer, grad av runding på korn, alkalireaktivitet, slaminnhold og skjellinnhold.

En petrografisk analyse følger standarden «Prøvingsmetoder for generelle egenskaper for tilslag, Del 3: Prosedyre og terminologi for forenklet petrografisk beskrivelse. NS-EN 932-3» /6/.

### 5.3.8 California Bearing Ratio (CBR)

California Bearing Ratio (CBR) er en penetrasjonstest for bestemmelse av den mekaniske styrken til materialer i undergrunn og overbygningmaterialer. Metoden ble utviklet av California Department of Transportation i 1930 og har siden blitt tatt i bruk over hele verden. Mange land har dimensjoneringsystemer der undergrunnens styrke klassifiseres ut fra CBR-verdi, og/eller at det settes krav til bærelags- og forsterkningslagsmaterialene på grunnlag av CBR-verdi.



Figur 5.17 CBR trykkforsøk; presse med montert prøve (t.v.), prinsippsskisse (t.h.)

Testen utføres ved at et stempel trenger ned i en prøve som er komprimert til en bestemt komprimeringsgrad, i tørr eller oppbløtt tilstand.

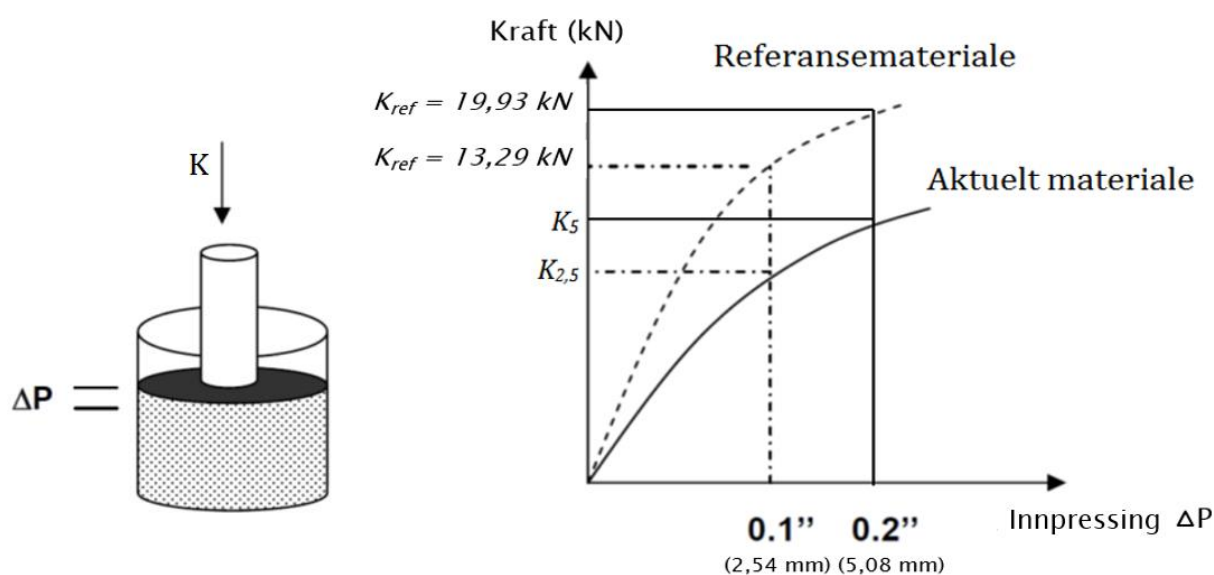
CBR-verdien uttrykker materialets motstand mot en stempelinntrengning på 0,1 ev. 0,2 tommer (2,54 ev. 5,08 mm), i prosent av den motstanden som et referansemateriale (en knust kalkstein fra California) med samme komprimeringsgrad gir.

Metoden er beskrevet i Håndbok R210 /3/. En kortfattet beskrivelse av fremgangsmåten er som følger (jfr. figur 5.17 og 5.18):

- CBR-sylinderen har en innvendig diameter på 152,4 mm og høyde 177,8 mm, tilhørende krave er 50,8 mm høy med perforert bunnplate.
- Belastningsutstyret (CBR-presse) består av en skrujekk eller lignende, som kan presse stempelet ned i prøven, og et måleutrustning som viser nedtrengningen og svelling ved neddykking av prøven.
- Prøven stemples inn i sylinderen etter standard prosedyre, og sylinderen skal stå neddykket i vann i fire døgn (96 timer); verdier på svelling og vannabsorpsjon noteres. Prøven tas ut av vannbadet og plasseres under penetrasjonsstempelet til CBR-pressen, med vekter på overflaten som tilsvarer vekten til loddene som ble brukt under bløtingen.
- Belastning påføres prøven av et standard penetrasjonsstempel med diameter 49,6 mm med en hastighet av 1,27 mm/min. CBR-kurven (kraft vs. nedtrengning) tegnes, se figur 5.18.
- Kraften leses av (ev. beregnes) ved stempelinntrengning 2,54 og 5,08 mm. Denne divideres med en referansekraft for de respektive stempelinntrengninger (13,29 kN for stempelinntrengning 2,54 mm og 19,93 kN for stempelinntrengning 5,08 mm) og multipliseres med 100. Dette gir CBR-verdien i % for henholdsvis 2,54 mm (CBR<sub>2,5</sub>) og 5,08 mm stempelinntrengning (CBR<sub>5</sub>).

$$CBR_{2,5} = \frac{\text{kraft ved 2,54 mm inntrengning}}{13,29 \text{ kN}} \times 100$$

$$CBR_5 = \frac{\text{kraft ved 5,08 mm inntrengning}}{19,93 \text{ kN}} \times 100$$



Figur 5.18 Opptegning og tolking av CBR-kurver

Som materialets CBR-verdi regnes normalt  $CBR_{2.5}$ . Dersom  $CBR_5$  er større enn  $CBR_{2.5}$ , skal det foretas ny undersøkelse. Dersom også den nye undersøkelsen viser at  $CBR_5$  er høyere enn  $CBR_{2.5}$ , skal  $CBR_5$  rapporteres som materialets CBR-verdi.

Typiske CBR-verdier for ulike granulære materialer vil være i området:

- sand: 10 – 15
- grus (T2): 25
- grus (forsterkningslag, T1): 40
- knust stein (bærelag): 100

For granulære materialer er CBR-verdien sterkt avhengig av komprimeringsnivå. Et CBR-forsøk gjennomføres derfor ofte som en såkalt tre-punkts bestemmelse, hvor materialet stemples inn i sylindre med ulik grad av komprimering, eksempelvis 10, 25 og 60 slag pr lag. Etter trykkforsøket kan man da tegne opp CBR-verdien som funksjon av densitet, og på den måten relatere CBR-verdien til komprimeringsgrad (ønsket tørrdensitet), f.eks. CBR-verdien ved 98 % av maksimal tørrdensitet etter Modifisert Proctor. /3/

### 5.3.9 Treaxsforsøk

Treaxsforsøk er en avansert metode for å bestemme mekaniske egenskaper for granulære materialer. Formålet med treaxsialforsøket er å bestemme elastiske og permanente deformasjonsegenskaper på en måte som simulerer forholdene ute på veien. Dvs at man forsøker å teste under de samme fysiske forutsetningene og med samme spenningstilstand for materialene i de forskjellige lagene i overbygningen som under reelle trafikklaste.

Forsøket tar utgangspunkt i en sylindrisk prøve, vanligvis 100 mm (4 in.) i diameter, med 200 mm (8 in.) høyde, jfr. figur 5.19. Prøven blir vanligvis komprimert i laboratoriet, men uforstyrrede prøver er best hvis de er tilgjengelige (noe som er sjelden).

Når det gjelder øvre kornstørrelser for materialer som kjøres i treaxs er det vanlig å sette grensen ved en femdel av prøvediameteren. I praksis vil man kunne kjøre materialer opp til  $D_{maks} = 22,4$  mm i en 100 mm treaxs /11/.

Litt forenklet utføres treaxsialforsøket som følger, med basis i figur 5.19:

1. Prøven omgis vertikalt av en tynn gummimembran og på begge ender av stive stempelplater som skissert i figur 1b.
2. Prøven plasseres i et trykkammer (treaxscelle) og et celletrykk ( $\sigma_3$ ) påføres som skissert i figur 1c.
3. Prøven påføres en deviatorspenning lik den aksiale belastning i testapparatet ( $\sigma_1$ ) minus celletrykk ( $\sigma_3$ ). Disse påkjenningene er illustrert i figur 2a.
4. De resulterende tøyningene beregnes over en gitt målelengde, betegnet med "L" i figur 2b.
5. I utgangspunktet er prøven ubelastet (ingen indusert spenning). Når deviatorspenning påføres deformeres prøven ved at den endrer seg i lengde som vist i figur 2c. Denne endringen i prøvens lengde er direkte proporsjonal med stivheten.

Av treaxsforsøk kan følgende materialeegenskaper utledes:

- *Elastisk stivhet* (E-modul)  
Denne kan være en funksjon av spenningstilstand, frekvens, temperatur, fuktinnhold m m
- *Motstand mot permanente deformasjoner*

Treks har også blitt brukt til å finne slitasjeegenskaper på ulike overbygningsmaterialer (ballastpukk, lettklinker, skumglass etc) under mer realistisk spenningstilstand enn det man finner i tester som LA eller Micro-Deval.

Når treksialtester utføres på ubundne granulære materialer ved norske laboratorier følges standarden NS-EN 13286-7 «Mekanisk stabiliserte og hydraulisk stabiliserte masser. Del 7: Syklisk treksialprøving for mekanisk stabiliserte masser».

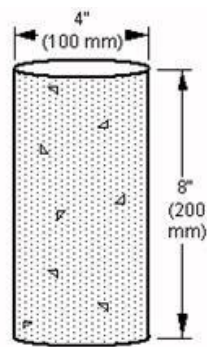


Figure 1a: Basic Triaxial Specimen Configuration

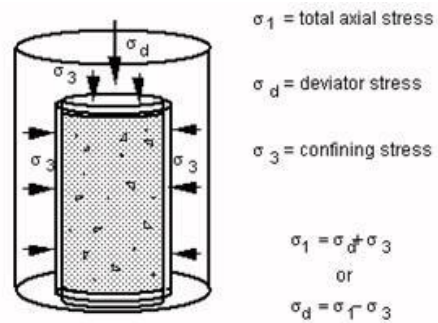


Figure 2a: Stresses Acting on Triaxial Specimen

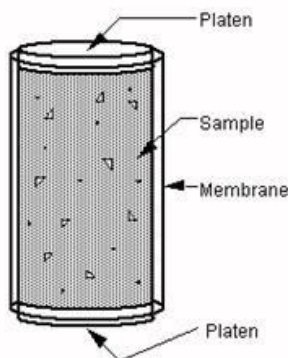


Figure 1b: Enclosure of Triaxial Specimen

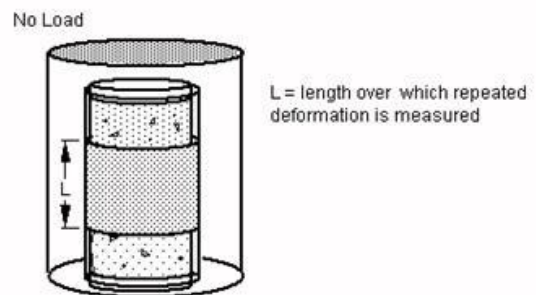


Figure 2b: Gage Length for Measurement of Strain on Triaxial Specimen

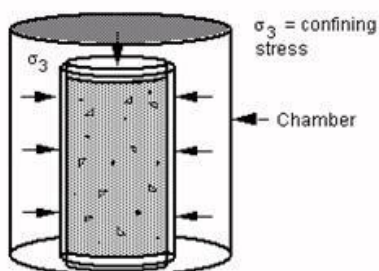


Figure 1c: Triaxial Specimen in Pressure Chamber

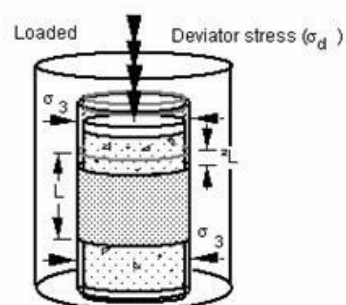
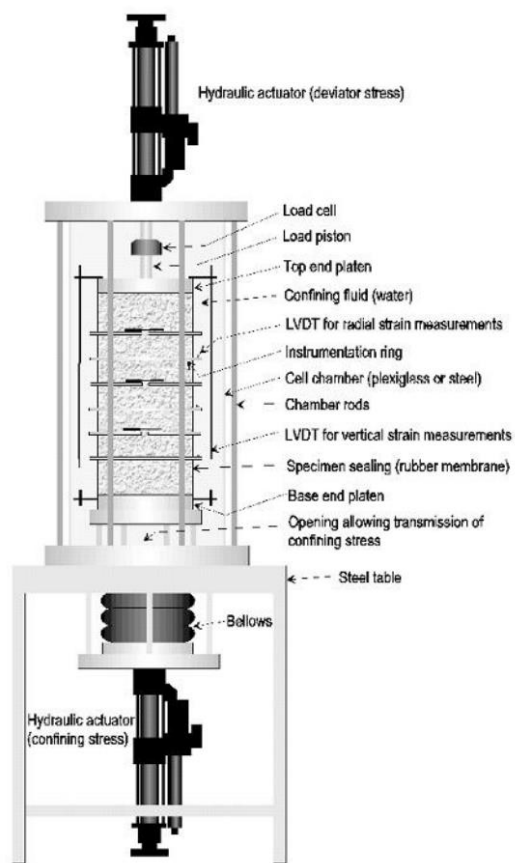


Figure 2c: Deformation of Triaxial Specimen Under Load

Figur 5.19 Treksialforsøk, klargjøring av prøve og testprosedyre /7/

For grovere granulære materialer finnes det treks-apparaturer med både 150 mm og 300 mm prøvediameter. I den største, med prøvediameter 30 cm og høyde 60 cm, kan man teste materialer opp til  $D_{maks} = 64$  mm, jfr. figur 5.20.



Figur 5.20 Stor treks, prinsippskisse med foto /8/

## 5.4 Krav til materialer i vegoverbygningen

### 5.4.1 Generelt

I Norge er det vegnormalene, dvs. Statens vegvesens Håndbok N200 Vegbygging /4/, som angir materialkravene, blant annet etter de laborietestene som er beskrevet i kapittel 5.3.

Alle materialer i bærelag og forsterkningslag skal være ikke telefarlige (T1-materialer). Begrepene *telefarlighet* og *vannømfintlighet* brukes en del om hverandre, ofte litt feilaktig. Begge begrepene er knyttet til kornfordelingen for den andelen av materialet som er mindre enn 22,4 mm:

- Et ikke telefarlig materiale har mindre enn 3 % materiale mindre enn 0,020 mm
- Et ikke vannømfintlig materiale har mindre enn 7 % materiale mindre enn 0,063 mm

Det er ikke alltid slik at et ikke vannømfintlig materiale også er ikke telefarlig.

### 5.4.2 Bærelag

Bærelag består ofte av bituminøse materialer (materialer som er stabilisert med bitumen), men for lavtrafikkveger benyttes også ofte knust stein (maks steinstørrelse ca. 50 mm) med et strengt krav til gradering av hensyn til stabiliteten. Bærelaget består ofte av to lag (øvre og nedre bærelag) og totaltykkelsen er typisk fra 10 til 20 cm.



Til bærelag bør det benyttes stabiliserte materialer eller åpne pukk-bærelag. Bruk av knust grus bør begrenses, slik det fremgår av figur 5.21.

Materialer til mekanisk stabiliserte bærelag skal deklarerer i henhold til Norsk Standard. Kvalitetskravene for knust grus (Gk) og knust fjell (Fk) er gitt i figur 5.22.

Bærelagstype	Øvre bærelag						Nedre bærelag					
	Trafikkgruppe <sup>1)</sup>						Trafikkgruppe <sup>1)</sup>					
	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
Knust grus <sup>2)</sup>	Gk	2)										
Knust fjell	Fk											
Asfaltert grus	Ag											
Asfaltert pukk	Ap											
Penetrert pukk	Pp											
Gjenbruksasfalt <sup>3)</sup>	Gja											
Knust asfalt	Ak											

1) Nedre grense er økonomisk betinget. Øvre grense er satt av funksjonsmessige årsaker.

2) Knust grus brukes ikke på riksveg eller som øvre bærelag på veier med  $N > 0,2$  mill.

3) Bruken av Gja bør vurderes i hvert enkelt tilfelle, se pkt 512.6.

Figur 5.21 Bruksområder for materialer i bærelag /4/

Krav til	Kvalitetskrav		Kontrollomfang <sup>2)</sup>
	Verdi	Kategori	Min. 1 prøve pr. påbegynt mengdeenhet
<b>Knust grus (Gk) og knust fjell (Fk)</b>			
Los Angeles-verdi	$\leq 35$	LA <sub>35</sub>	5000 m <sup>3</sup> <sup>3)</sup>
Micro-Deval-verdi	$\leq 15$ <sup>7)</sup>	M <sub>DE</sub> 15 <sup>6)</sup>	5000 m <sup>3</sup> <sup>3)</sup>
Mølleverdi	<sup>7)</sup>	<sup>7)</sup>	5000 m <sup>3</sup> <sup>3)</sup>
Flisighetsindeks	$\leq 35$	FI <sub>35</sub>	5000 m <sup>3</sup> <sup>3)</sup>
Andel knuste korn (NS-EN 13242)	C <sub>50/30</sub> <sup>1)</sup>		2500 m <sup>3</sup> <sup>3)</sup>
Korngradering for følgende sorteringer d/D (mm): 0/32, 0/45, 0/63	Figur 523.2 (Gk) Figur 523.4 (Fk)		500 m <sup>3</sup> <sup>4)</sup>
Maksimum finstoffinnhold (matr. < 63 µm) <sup>5)</sup>			
Sortering 0/22	$\leq 7\%$	f <sub>7</sub>	500 m <sup>3</sup> <sup>4)</sup>
Sortering 0/32 og 0/45	$\leq 5\%$	f <sub>5</sub>	500 m <sup>3</sup> <sup>4)</sup>
Sortering 0/63	$\leq 3\%$	f <sub>3</sub>	500 m <sup>3</sup> <sup>4)</sup>
Maks. andel overstørrelser (materiale > D)	15 %	G <sub>A</sub> 85	500 m <sup>3</sup> <sup>4)</sup>

1) For knust fjell kan kravet ansees oppfylt uten ytterligere dokumentasjon.

2) Kontrollomfanget halveres (1 prøve pr. 50 m) for vegtype S og A.

3) Produsentens produksjonskontroll i henhold til aktuell standard kan brukes dersom materialet tas fra en forekomst med kjent og stabil kvalitet. Dersom tilslaget tas fra skjæringer eller sidetak skal det foreligge dokumentasjon fra hver av dem dersom ikke geolog har bedømt dem som like.

4) Prøver for korngradering, finstoffinnhold og overstørrelse skal tas på veg. Se også reglene om maks. antall kryssinger av stiplede linjer i figur 523.3/523.5.

5) Finstoff (matr. < 63 µm) regnes av hele kornkurven (total prøve).

6) For veier med ÅDT < 300 er kravet M<sub>DE</sub>20.

7) Mølleverdi kan benyttes i stedet for Micro-Deval ved driftskontroll. Sammenheng skal da etableres mellom bestemt micro-Deval-koeffisient og mølleverdi.

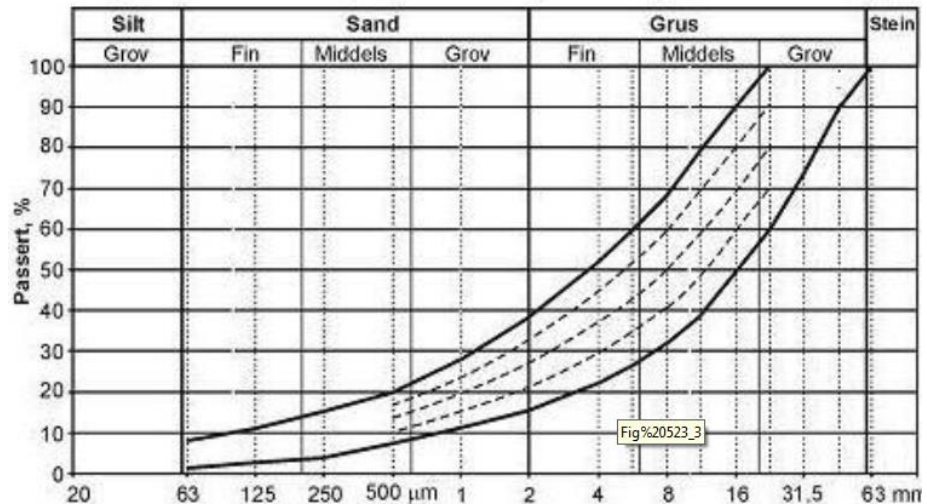
Resultater fra kulemølletest vil derfor kunne aksepteres som dokumentasjon ved driftskontroll/produksjonskontroll (ikke typeprøving).

Figur 5.22 Materialkrav og krav til kontroll til knust grus (Gk) og knust fjell (Fk) /4/

### Knust grus

Ved bruk av knust grus skal korngraderingen for det utlagte materialet tilfredsstillende kravene i figur 5.23. Ved produksjon av grusen skal det tas hensyn til at finstoffinnholdet vil øke i produksjonsskjeden fram til det er ferdig utlagt på veien.

Kornstørrelse	Passering i %
63 mm	100
45 mm	90 - 100
31,5 mm	74 - 100
22,4 mm	61 - 100
16 mm	50 - 90
8 mm	32 - 68
4 mm	22 - 52
2 mm	16 - 38
1 mm	12 - 28
0,5 mm	8 - 20
0,25 mm	4 - 15
0,125 mm	3 - 11
0,063 mm	2 - 8

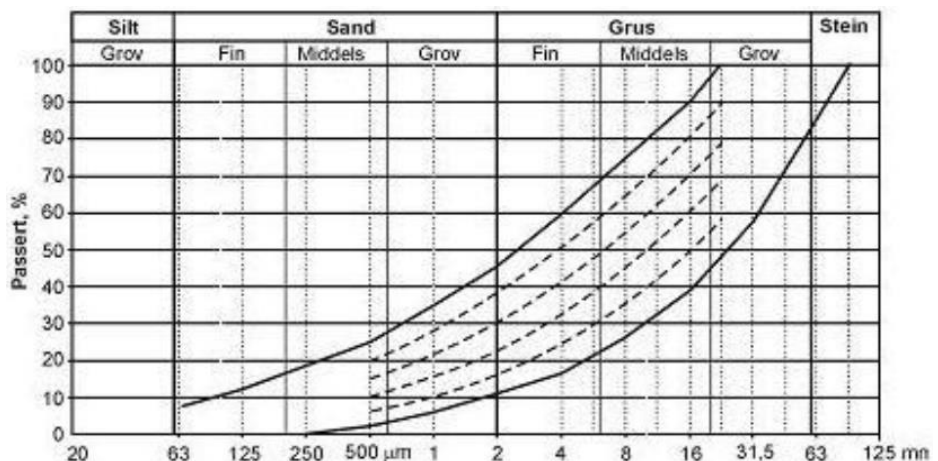


Figur 5.23 Krav til korngradering (grensekurver) for knust grus (Gk) /4/

### Knust fjell

Med knust fjell menes også knust stein, dersom den er knust fra stein større enn 60 mm. Knust fjell skal tilfredsstillende kravene til korngradering gitt i figur 5.24. Ved produksjon skal det tas hensyn til at finstoffinnholdet vil øke i produksjonsskjeden fram til det er ferdig utlagt på veien.

Kornstørrelse	Passering i %
90 mm	100
63 mm	85 - 100
31,5 mm	58 - 100
22,4 mm	48 - 100
16 mm	39 - 90
8 mm	27 - 75
4 mm	17 - 60
2 mm	11 - 46
1 mm	6 - 35
0,5 mm	2 - 25
0,25 mm	0 - 18
0,125 mm	0 - 12
0,063 mm	0 - 8



Figur 5.24 Krav til korngradering (grensekurver) for knust fjell (Fk) /4/

### Forkilt pukk (Fp)

Bærelag av forkilt pukk består av ensgradert pukk som forkiles med finere pukk eller asfalterte materialer for å få tilstrekkelig stabilitet.

Pukkmaterialer til forkilt pukk skal deklarerer i henhold til Norsk Standard. Krav til materialer og kontrollomfang for forkilt pukk er gitt i figurene 5.25 og 5.26.

Krav til	Kvalitetskrav		Kontrollomfang
	Verdi	Kategori	Min. 1 prøve per mengdeenhet
Los Angeles-verdi, $\dot{A}DT > 1500$	$\leq 30$	LA <sub>30</sub>	5000 m <sup>3</sup> <sup>1)</sup>
Los Angeles-verdi, $300 < \dot{A}DT \leq 1500$	$\leq 35$	LA <sub>35</sub>	5000 m <sup>3</sup> <sup>1)</sup>
Los Angeles-verdi, $300 \leq \dot{A}DT$	$\leq 40$	LA <sub>40</sub>	5000 m <sup>3</sup> <sup>1)</sup>
Flisighetsindeks, hovedsortering	$\leq 30$	FI <sub>30</sub>	5000 m <sup>3</sup> <sup>1)</sup>
Flisighetsindeks, forkilingsmateriale	$\leq 20$	FI <sub>20</sub>	5000 m <sup>3</sup> <sup>1)</sup>
Micro-Deval-verdi <sup>3)</sup>	$\leq 15$	M <sub>DE</sub> 15	5000 m <sup>3</sup> <sup>1)</sup>
Korngradering	Fig. 523.7		1000 m <sup>3</sup> <sup>2)</sup>

- 1) Samsvarserklæringer etter NS-EN 13242 med kontrollomfang som angitt i standardens Tillegg C, kan aksepteres dersom produksjonen skjer i en forekomst med kjent og jevn kvalitet.
- 2) Prøver for korngradering skal tas på veg.
- 3) Mølleverdi kan bestemmes i stedet for micro-Deval ved driftskontroll. Sammenheng skal da etableres mellom micro-Deval-koeffisient og mølleverdi (man kan normalt anta at M<sub>DE</sub>15 tilsvarer A<sub>N</sub>19). Micro-Deval skal benyttes ved typeprøving.

Figur 5.25 Materialkrav og kontrollomfang for forkilt pukk (Fp) /4/

Sortering	Lagtykkelse		
	75 mm	100 mm	150 mm
<b>Hovedsortering</b>			
Sortering	16/56	22/63	22/90
Sikterenhetsgrad	G <sub>80/20</sub>	G <sub>80/20</sub>	G <sub>80/20</sub>
Min. andel < 45 mm	20 %	20 %	20 %
Maks. andel < 45 mm	70 %	70 %	70 %
<b>Forkilingsmateriale</b>			
Sortering	8/11	8/16	16/22
Sikterenhetsgrad	G <sub>80/20</sub>	G <sub>80/20</sub>	G <sub>80/20</sub>

Figur 5.26 Krav til korngradering for forkilt pukk (Fp), avhengig av lagtykkelse, for noen aktuelle sorteringer /4/

### Bærelag av bitumenstabiliserte materialer

Aktuelle typer bitumenstabiliserte materialer til bærelag er asfaltert grus (Ag), asfaltert pukk (Ap), penetrert pukk (Pp), emulsjonsgrus (Eg), emulsjonspukk (Ep), skumgrus (Sg), bitumenstabilisert grus (Bg) og knust asfalt (Ak). Vanlig bruksområde hver massetype er vist i figurene 5.27 – 5.32.

#### Asfaltert grus (Ag)

Asfaltert grus er en ensartet blanding av tørket, oppvarmet grus og bitumen og har minst 35 % av steinmaterialet > 2 mm. Ag anvendes som bærelag og bindlag, ofte som øvre bærelag.

Materialkrav					
Egenskaper	ÅDT	< 5000		> 5000	
		Verdi	Kategori	Verdi	Kategori
<b>Stein</b>					
Flisighetsindeks	$\leq 35$	FI <sub>35</sub>	$\leq 30$	FI <sub>30</sub>	
Los Angeles-verdi	$\leq 30$	LA <sub>30</sub>	$\leq 30$	LA <sub>30</sub>	
Mølleverdi <sup>2)</sup>	$\leq 19$	A <sub>N</sub> 19	$\leq 19$	A <sub>N</sub> 19	
MicroDeval-koeffisient <sup>2)</sup>	$\leq 15$	M <sub>DE</sub> 15	$\leq 15$	M <sub>DE</sub> 15	
Knusningsgrad		C <sub>30/60</sub>		C <sub>30/60</sub>	
<b>Bindemiddel</b>		70/100-330/430		50/70-160/220	

Figur 5.27 Krav til delmaterialer for asfaltert grus, Ag /4/

### Asfaltert puk (Ap)

Asfaltert puk er en ensartet stabil blanding av tørket, oppvarmet steinmateriale hvor den overveiende del er puk (stein > 4 mm). Ap anvendes som drenerende bærelag og til forsterkning av gamle, faste dekker.

Materialkrav					
Materialer	ÅDT	< 5000		≥ 5000	
<b>Stein</b>		Verdi	Kategori	Verdi	Kategori
Flisighetsindeks		≤ 40	FI <sub>40</sub>	≤ 35	FI <sub>35</sub>
Los Angeles-verdi		≤ 30	LA <sub>30</sub>	≤ 30	LA <sub>30</sub>
Mølleverdi <sup>2)</sup>		≤ 19	A <sub>N19</sub>	≤ 19	A <sub>N19</sub>
MicroDeval-koeffisient <sup>2)</sup>		≤ 15	M <sub>DE15</sub>	≤ 15	M <sub>DE15</sub>
Knusningsgrad			C <sub>50/10</sub>		C <sub>70/10</sub>
<b>Bindemiddel</b>		70/100-330/430			

Figur 5.28 Krav til delmaterialer for asfaltert puk, Ap /4/

### Penetrert puk (Pp)

Penetrert puk består av et ensgradert åpent puklag, som avbindes (penetreres) ved påsprøyting av et bindemiddel og deretter avstrøs med ubehandlet finpukk, asfaltert finpukk eller asfalt (Agb, Ag, Ap, Ma). Avstrøingsmaterialet vales ned i det penetrerte puklaget slik at dette forkiles og blir stabilt.

Egenskaper	ÅDT	Materialkrav					
		< 15000		≥ 15000		Forkiling	
<b>Stein</b>		Verdi	Kategori	Verdi	Kategori	Verdi	Kategori
Flisighetsindeks		≤ 35	FI <sub>35</sub>	≤ 35	FI <sub>35</sub>	≤35	FI <sub>35</sub>
Los Angeles-verdi		≤ 40	LA <sub>40</sub>	≤ 35	LA <sub>35</sub>	≤35	LA <sub>35</sub>
MicroDeval-koeffisient <sup>3)</sup>		≤ 15	M <sub>DE15</sub>	≤ 15	M <sub>DE15</sub>	≤ 15	M <sub>DE15</sub>
Mølleverdi <sup>3)</sup>		≤ 19	A <sub>N19</sub>	≤ 19	A <sub>N19</sub>	≤ 19	A <sub>N19</sub>
Knusningsgrad			C <sub>90/1</sub>		C <sub>95/1</sub>		C <sub>30/60</sub>
<b>Bindemiddel</b>		160/220-330/430 <sup>1)</sup>		V6000-V12000 <sup>2)</sup>		BL4000-BL9000	

1) Bindemiddeltype i emulsjon

2) Angitt bindemiddel kan også anvendes i emulsjon

3) Mølleverdi kan benyttes i stedet for Micro-Deval ved driftskontroll. Sammenheng skal da etableres mellom bestemt micro-Deval-koeffisient og mølleverdi. Resultater fra kulemølletest vil derfor kunne aksepteres som dokumentasjon ved driftskontroll/produksjonskontroll (ikke typeprøving).

Figur 5.29 Krav til delmaterialer for penetrert puk, Pp /4/

### Emulsjonsgrus (Eg)

Emulsjonsgrus er stabiliserte stein- og grusmaterialer hvor bitumenemulsjon er brukt som bindemiddel. Eg blandes i kaldblander eller produksjonsutleggere.

Egenskaper	ÅDT	< 300		301 – 1500		1501 - 5000	
		Verdi	Kategori	Verdi	Kategori	Verdi	Kategori
<b>Stein</b>							
Flisighetsindeks		≤ 35	FI <sub>35</sub>	≤ 35	FI <sub>35</sub>	≤ 30	FI <sub>30</sub>
Los Angeles-verdi		≤ 40	LA <sub>40</sub>	≤ 30	LA <sub>30</sub>	≤ 30	LA <sub>30</sub>
Mølleverdi <sup>1)</sup>		≤ 19	A <sub>N</sub> 19	≤ 19	A <sub>N</sub> 19	≤ 19	A <sub>N</sub> 19
MicroDeval-koeffisient <sup>1)</sup>		≤ 15	M <sub>DE</sub> 15	≤ 15	M <sub>DE</sub> 15	≤ 15	M <sub>DE</sub> 15
<b>Bindemiddel</b>		160/220 - 330/430					
Bindemiddeltipe i emulsjon		V6000 - V12000					

Figur 5.30 Krav til delmaterialer for emulsjonsgrus, Eg /4/

#### Emulsjonspukk (Ep)

Emulsjonspukk er kaldblandet, drenerende, bitumenstabilisert masse av stein og grus hvor bindemiddelet er bitumenemulsjon. Ep blandes i kaldblandeverk eller produksjonsutleggere.

Egenskaper	ÅDT	Materialkrav					
		< 1500		1501-5000		5001 - 15000	
<b>Stein</b>		Verdi	Kategori	Verdi	Kategori	Verdi	Kategori
Flisighetsindeks		≤ 35	FI <sub>35</sub>	≤ 35	FI <sub>35</sub>	≤ 35	FI <sub>35</sub>
Los Angeles-verdi		≤ 30 <sup>1)</sup>	LA <sub>30</sub>	≤ 30	LA <sub>30</sub>	≤ 30	LA <sub>30</sub>
Mølleverdi <sup>2)</sup>		≤ 19	A <sub>N</sub> 19	≤ 19	A <sub>N</sub> 19	≤ 19	A <sub>N</sub> 19
MicroDeval-koeffisient <sup>2)</sup>		≤ 15	M <sub>DE</sub> 15	≤ 15	M <sub>DE</sub> 15	≤ 15	M <sub>DE</sub> 15
<b>Bindemiddel</b>		160/220 – 330/430					
Bindemiddeltipe i emulsjon		V3000 – V12000					

1) Ved ÅDT < 300 kan kravet reduseres til LA ≤ 40.

2) Krav til slitasjeegenskaper for tilslag til bitumenstabiliserte bærelag kan settes til både M<sub>DE</sub> og A<sub>N</sub>. Egenskapen må være deklarerert og oppfylt for minst en av parametrene. Til slitelag vil normalt A<sub>N</sub> deklarereres og den bør derfor også kunne benyttes til bærelagsmasser.

Figur 5.31 Krav til delmaterialer emulsjonspukk, Ep /4/

#### Skumgrus (Sg)

Skumgrus er en kaldblandet masse av stein og grus hvor bindemiddelet er skumbitumen. Sg blandes i verk eller i produksjonsutleggere.

Egenskaper	ÅDT	< 300		301 -1500		1501 - 5000	
		Verdi	Kategori	Verdi	Kategori	Verdi	Kategori
<b>Stein</b>							
Flisighetsindeks		≤ 35	FI <sub>35</sub>	≤ 35	FI <sub>35</sub>	≤ 30	FI <sub>30</sub>
Los Angeles-verdi		≤ 40	LA <sub>40</sub>	≤ 30	LA <sub>30</sub>	≤ 30	LA <sub>30</sub>
Mølleverdi <sup>1)</sup>		≤ 19	A <sub>N</sub> 19	≤ 19	A <sub>N</sub> 19	≤ 19	A <sub>N</sub> 19
MicroDeval-koeffisient <sup>1)</sup>		≤ 15	M <sub>DE</sub> 15	≤ 15	M <sub>DE</sub> 15	≤ 15	M <sub>DE</sub> 15
<b>Bindemiddel</b>		160/220 - 330/430					
Skumbitumen basert på følgende bindemiddeltyper		V6000 - V12000					

Figur 5.32 Krav til delmaterialer for skumgrus, Sg /4/

### Bitumenstabilisert grus (Bg)

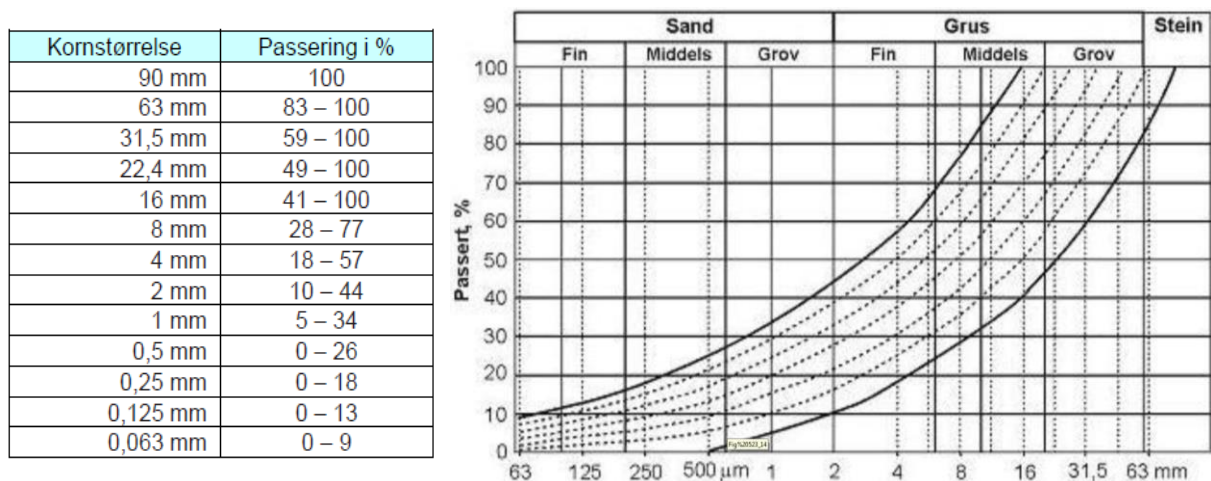
Bitumenstabilisert grus er kaldblandete bitumenstabiliserte stein- og grusmasser. Bindemiddelet er skumbitumen eller bitumenemulsjon. Bg produseres på vege ved fresestabilisering av eksisterende grusbærelag sammen med ev. andre materialer (asfalt eller tilførte ubundne materialer), ved tilsetning av bindemiddel.

### Knust asfalt (Ak)

Knust asfalt er produsert ved granulering eller knusning av fresemasser eller oppgravde asfaltflak. Knust asfalt i ubundet form (dvs. uten tilførsel av nytt bindemiddel) kan brukes som bærelag og forkilingsmasse, som anleggsdekke eller midlertidig dekke ved lav trafikk.

Ak kan også brukes som dekke på vegger med liten trafikk ( $\text{ÅDT} < 100$ ), skogsbilveger, enkle gang/sykkelveger og turstier.

Asfaltgranulatet skal være fritt for klumper. Når det brukes til bærelag skal granulatet ha en korngradering som ligger innenfor og mest mulig parallelt med grensekurvene gitt i figur 5.33, og som ikke krysser mer enn 3 av de stiplede linjene. Steinmaterialer med tilstrekkelig mekanisk styrke kan tilsettes for å oppfylle krav til korngradering, minske hulrom eller forbedre deformasjonsegenskapene. Tilsatt mengde steinmateriale i granulatet skal ikke overstige 30 %.



Figur 5.33 Krav til korngradering og grensekurver for Ak til bærelag /4/

Ubundet asfaltgranulat kan bare brukes i ett lag i overbygningen, med følgende  $\text{ÅDT}$ -begrensninger:

- Øvre bærelag,  $\text{ÅDT} < 1500$
- Nedre bærelag,  $\text{ÅDT} < 10\,000$

Ak bør ikke brukes i områder med stor tung statisk eller saktegående trafikk-belastning (busslommer, lyskryss etc.).

Asfaltgranulat legges ut i et jevntykt og homogent lag med tykkelse inntil 10 cm i bærelaget.

Knust asfalt trenger høyt vanninnhold og kan gjerne «mettes» med vann ved komprimering.

### 5.4.3 Forsterkningslag

Forsterkningslaget skal ha en tykkelse som gjør at undergrunnen ikke blir overbelastet, selv etter noen millioner overfarter (dimensjoneringsperioden). På en undergrunn av leire kan tykkelsen bli typisk 40-60 cm.

Forsterkningslaget består oftest av knuste steinmaterialer. Naturgrus har også vært et vanlig materiale å bruke, men slike materialressurser blir det stadig mindre av.

Figur 5.34 viser bruksområdene for de mest aktuelle materialer til forsterkningslag.

		Trafikkgruppe					
		A	B	C	D	E	F
Grus	G						
Pukk, kult	P, K						
Gjenbruksbetong	Gjb						

Figur 5.34 Bruksområder for materialer i forsterkningslag /4/

Krav til største tillatte steinstørrelse i materialer til forsterkningslag er nøye knyttet til lagtykkelser og undergrunnens egenskaper.

Handelsbetegnelser for aktuelle sorteringer angir nominell fraksjon. Største tillatte steinstørrelse vil alltid være det dobbelte av øvre nominelle kornstørrelse.

Det er svært viktig å være klar over dette ved dimensjonering, hvor lagtykkelser og materialfraksjoner bestemmes.



Figur 5.35 Forsterkningslag av pukk og kult, prosjekt E6 Mære-Vist 2014 (Foto: Statens vegvesen)

### **Grus**

Grus til forsterkningslag omfatter naturlig forekommende steinmaterialer med øvre siktstørrelse opp til 90 mm ( $D_{\text{maks}} = 125$  mm).

Materialet skal ikke inneholde mer enn 1 % humus (av mat. < 0,5 mm) ved prøving etter glødetapsmetoden. Dersom forsterkningslaget har et åpent steinskjelett med kontakt stein mot stein og/eller er godt drenerende, stilles det ikke krav til maks. humusinnhold.

### **Knuste steinmaterialer**

Knuste steinmaterialer til forsterkningslag omfatter kult, pukk og samfengt pukk. Kult skal ha en nedre siktstørrelse større eller lik 16 mm og en øvre siktstørrelse i området 90 mm til 300

mm. Pukk skal ha øvre siktstørrelse fra 22 til 90 mm. Samfengt pukk skal ha nedre siktstørrelse lik 0.

Materialkrav og kontrollomfang for forsterkningslagsmaterialer av grus og knuste steinmaterialer er gitt i figur 5.36. Med «toleranse» i figuren menes hvor stor prosentandel av enkeltprøvene som kan avvike fra gitte krav, 20 % tilsvarer 1 av 5 prøver. «Maks. tillatt avvik» gjelder prøver som ikke oppfyller kravene.

Krav til	Kvalitetskrav				Kontrollomfang
	Krav		Toleranser <sup>4)</sup>	Maks. avvik	Min. 1 prøve for hver påbegynt mengdeenhet <sup>9)</sup>
	Verdi	Kategori			
<b>Alle materialer, mekanisk styrke</b>					
Los Angeles-verdi,	≤ 35 <sup>2)</sup>	LA <sub>35</sub>			10 000 m <sup>3</sup> <sup>5)</sup>
Micro-Deval-verdi, <sup>8)</sup>	≤ 15	M <sub>DE15</sub>			10 000 m <sup>3</sup> <sup>5)</sup>
<b>Grus og samfengt pukk, korngradering</b>					
Maks. andel overstørrelse	20 %	G <sub>A80</sub>	20 %	-3 %	1000 m <sup>3</sup> <sup>6)</sup>
Graderingstall Cu	≥ 15 <sup>1)</sup>				1000 m <sup>3</sup> <sup>6)</sup>
Maks. andel mat. < 63 µm (av hel prøve) avhengig av sortering:					1000 m <sup>3</sup> <sup>6)</sup>
0/22	≤ 7 %	f7	20 %	+2 %	
0/32 og 0/45	≤ 5 %	f5	20 %	+2 %	
0/63 og 0/90	≤ 3 %	f3	20 %	+2 %	
Største steinstørrelse	2/3 av lagtykkelse, maks. 125 mm				1000 m <sup>3</sup> <sup>6)</sup>
<b>Pukk/kult, korngradering</b>					
Maks andel overkorn	20%		20 %	+5%	1000 m <sup>3</sup> <sup>6)</sup>
Maks andel underkorn - pukk	20%		20 %	+5%	1000 m <sup>3</sup> <sup>6)</sup>
Maks. andel mat. < 63 µm (av matr. < 22,4 mm)	≤ 7 % <sup>7)</sup>		20 %	+2 %	1000 m <sup>3</sup> <sup>6)</sup>
Største steinstørrelse målt som største sidekant	2/3 av lagtykkelse <sup>3)</sup> maks. 360 mm		20 %	30 mm	1000 m <sup>3</sup> <sup>6)</sup>
Min. andel < D/2	20 %				1000 m <sup>3</sup> <sup>6)</sup>
Maks. andel < D/2	70 %				1000 m <sup>3</sup> <sup>6)</sup>

1) Cu ≥ 10 kan benyttes for atkomstveger.

2) For atkomstveger, P-plasser og G/S-veger kan materialer med LA ≤ 40 benyttes.

3) Største steinstørrelse skal ikke overstige ½ lagtykkelse ved bæreevnegruppe 4 eller dårligere.

4) Maks. antall prøver utenfor krav (20 % tilsvarer 1 av 5 prøver utenfor krav).

5) Minstekrav til kontrollomfang kan ansees oppfylt av produsentens produksjonskontroll forutsatt at denne er utført i henhold til aktuell standard, og materialet hentes fra en forekomst med kjent og stabil kvalitet.

6) Prøver for korngradering skal tas på veg.

7) Finstoffet (matr. < 0,063 mm) regnes av andel matr. < 22,4 mm for pukk/kult og grovere materialer. Kravet gjelder når materialet > 22,4 mm er mettet med subbus, dvs. når det ikke er et åpent steinskjelett.

8) Micro-Deval er referansemetoden som benyttes ved deklarasjon og dersom det oppstår tvil om materialet oppfyller kravene. Mølleverdi (A<sub>N</sub>) kan benyttes ved løpende driftskontroll. A<sub>N</sub> < 19 gir normalt en akseptabel indikasjon om at kravet er overholdt.

9) Dersom tilslag hentes fra veglinje/sidetak skal hvert nytt uttakssted vurderes som en egen forekomst dersom ikke uttaksstedene er vurdert som ensartede av geolog.

Figur 5.36 Krav til forsterkningslag, ferdig utlagt /4/



De mest aktuelle sorteringer av knuste steinmaterialer i forsterkningslag er:

- Kult: 22/120 eller 22/180
- Pukk: 22/90
- Samfengt pukk: 0/63 eller 0/90

### **Gjenbruksmaterialer av betong og tegl**

Gjenbruksbetong i forsterkningslag kan være av typen knust ren betong (Gjb I) eller knust betong med noe innslag av tegl og andre materialer (Gjb II). Materialene skal deklarerer i henhold til Norsk Standard. Krav til kornfordeling for gjenbruksmaterialer er som for øvrige materialer brukt til samme formål.

Krav til materialsammensetning, materialkvalitet og kontrollomfang for gjenbruksbetong er gitt i figur 5.37.

Krav til mekaniske egenskaper, korngradering	Kvalitetskrav			Kontrollomfang	
	Krav		Toleranser <sup>5)</sup>	Maks. avvik	Min. 1 prøve for hver påbegynt mengdeenhet
	Verdi	Kategori			
Los Angeles-verdi,	$\leq 35$ <sup>2)</sup>	LA <sub>35</sub>			10 000 m <sup>3</sup> <sup>5)</sup>
Micro-Deval-verdi, <sup>3)</sup>	$\leq 15$	M <sub>DE</sub> 15			10 000 m <sup>3</sup> <sup>5)</sup>
Maks pass. 63 $\mu$ m av mat. <22,4mm	7 % <sup>4)</sup>		20 %	+2 %	1000 m <sup>3</sup> <sup>4)</sup>
Graderingstall Cu	$\geq 15$ <sup>1)</sup>		20 %	-3 %	1000 m <sup>3</sup> <sup>4)</sup>
Største steinstørrelse	$\leq 125$ mm		20 %	20 mm	1000 m <sup>3</sup> <sup>4)</sup>
Materialsammensetning			Gjb I Knust betong	Gjb II Blandet masse	
Hoveddelmateriale:					
Knust betong (R <sub>C</sub> )			$\geq 90$ %		
Knust betong, naturtilslag og knust murverk (R <sub>C</sub> + R <sub>u</sub> + R <sub>b</sub> )				$\geq 90$ % <sup>1)</sup>	
Andre granulære delmaterialer:					
Knust murverk (R <sub>b</sub> )			$\leq 10$ %		
Knust gjenbruksasfalt (R <sub>a</sub> )			$\leq 5$ %	$\leq 5$ %	
Ikke-mineralsk innhold:					
Glass (R <sub>g</sub> )			$\leq 2$ %	$\leq 2$ %	
Treverk, papir, metall, plast, gummi, annet (X)			$\leq 1$ %	$\leq 2$ %	
Flytende partikler			$\leq 5$ cm <sup>3</sup> /kg	$\leq 5$ cm <sup>3</sup> /kg	
Densitet: <sup>2)</sup>					
Ovnstørr			$> 2000$ kg/m <sup>3</sup>	$> 1500$ kg/m <sup>3</sup>	
Vannmettet overflatetørr			$> 2100$ kg/m <sup>3</sup>	$> 1800$ kg/m <sup>3</sup>	
Vannabsorpsjon <sup>2)</sup>			$< 10$ %	$< 20$ %	

1) For bruksområder der det stilles andre krav til resirkulert tilslag enn renhetskrav anbefales det å holde andelen av ren betong på minimum 80 %.

2) Utføres iht. NS-EN 1097-6, som angir flere målemetoder (densitet i ovnstørr ev. vannmettet/overflatetørr tilstand). Kravet skal oppfylles for minst en av metodene.

3) Micro-Deval er referansemotoden som benyttes ved deklarasjon og dersom det oppstår tvil om materialet oppfyller kravene. Mølleverdi (A<sub>N</sub>) kan benyttes ved løpende driftskontroll A<sub>N</sub> < 19 gir normalt en akseptabel indikasjon om at kravet er overholdt.

4) Prøver for korngradering skal tas på veg.

5) Produsentens produksjonskontroll i henhold til aktuell standard bør brukes dersom materialet hentes fra en forekomst med kjent og stabil kvalitet.

Figur 5.37 Krav til forsterkningslag av gjenbruksbetong for ubunden bruk, ferdig utlagt /4/

Gjb I (knust betong med lite innslag av tegl og andre materialer) kan også benyttes som bærelag i gang-/sykkelveger og i parkeringsplasser med lett trafikk.

#### 5.4.4 Frostsikringslag

For å redusere eller eliminere ulemper og skader som følge av tele i grunnen, kan det være behov for et eget frostsikringslag for å gi overbygningen for viktige vegger et frostsikkert fundament.

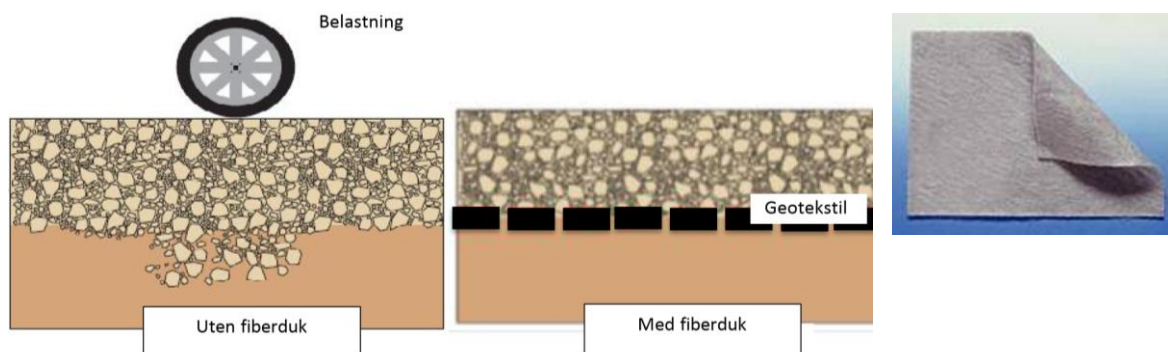
Som frostsikringslag kan sand, grus eller knust fjell benyttes, ev i kombinasjon med et isolasjonslag av lettklinker, skumglass eller plater av ekstrudert polystyren (XPS).

Se for øvrig kapittel 9 om dimensjonering for frostsikring.

#### 5.4.5 Fiberduk/filterlag

Når forskjellen mellom korngraderingen til materialet i grunnen og det nederste laget i overbygningen (forsterkningslag eller frostsikringslag) er så stor at det er fare for at finstoff kan trenge opp i overbygningen og gjøre denne mindre bæredyktig, er det nødvendig med et filterlag. Filterlaget skal være tilstrekkelig åpent til å slippe gjennom vann fra grunnen så det kan føres ut i grøftene.

I dagens vegbygging brukes i hovedsak fiberduk (geotekstiler) som filter mellom undergrunnen og forsterkningslag, men sand/grus som oppfyller nærmere spesifiserte filterkriterier kan også brukes.



Figur 5.38 Fiberduk som separasjonslag i vegkonstruksjonen, mellom finstoffrik undergrunn og overbygningen

Fiberduker (geotekstiler) til separasjons- og filterformål sertifiseres i et felles nordisk system, NorGeoSpec 2012 /10/. Produkter som velges skal ha gyldig NorGeoSpec-sertifikat.

Fiberduken skal tilfredsstillere kravene angitt i NorGeoSpec 2012 for den aktuelle bruksklassen og være registrert under denne sertifiseringsordningen eller tredje parts verifisering til samme kvalitetsnivå.

Krav til de ulike bruksklasser for fiberduk er vist i figur 5.39. For hver bruksklasse er det satt krav til bl.a. strekkstyrke, forlengelse og motstand mot gjennomhulling.

Egenskap	Enhet	Maks. toleranse	Krav til 95 % konfidensgrense				
			Bruksklasse (spesifikasjonsprofil)				
			1	2	3	4	5
Min. strekkstyrke	kN/m	- 10 %	6	10	15	20	26
Min. strekkforlengelse ved maks. last	%	- 20 %	15	20	25	30	35
Maks. diameter ved konuspenetrasjon	mm	+ 25 %	42	36	27	21	12
Maks energiindeks	kN/m		1,2	2,1	3,2	4,5	6,5
Maks. hastighetsindeks	10 <sup>-3</sup> m/s	- 30 %	3	3	3	3	3
Maks. karakt. åpningsstørrelse, O <sub>90</sub>	mm	± 30 %	0,2	0,2	0,2	0,15	0,15
Maks. toleranse for vekt per m <sup>2</sup>			±12 %	±12 %	±10 %	±10 %	±10 %
Maks. toleranse for statistisk punkteringsstyrke			- 10 %				

Figur 5.39 Materialkrav for fiberduk i ulike bruksklasser til filterlag og separering /10/

Valg av bruksklasse ut ifra hvilke materialer som ligger inntil fiberduken, trafikkmengde og undergrunnens fasthet er vist i figur 5.40.

Undergrunn	Trafikk- mengde, ADT	Maks. steinstørrelse mot duken, mm			
		D <sub>Maks</sub> ≤ 63	63 < D <sub>Maks</sub> ≤ 200	200 < D <sub>Maks</sub> ≤ 500	D <sub>Maks</sub> > 500
Meget bløt c <sub>u</sub> ≤ 25 kPa	> 500	3	4	5	5
	≤ 500	3	4	4	5
Bløt/middels c <sub>u</sub> > 25 kPa	> 500	2	3	3	4
	≤ 500	2	2	3	3

Figur 5.40 Valg av bruksklasse for fiberduk for ulike bruksområder /4/



Figur 5.41 Bruk av fiberduk /9/

## Referanser

- /1/ NGU, *Mineralressurser i Norge*, 2014.
- /2/ Statens vegvesen, *Feltundersøkelser*, Håndbok R211, Vegdirektoratet 2014 (1997).
- /3/ Statens vegvesen, *Laboratorieundersøkelser*, Håndbok R210, Vegdirektoratet 2014.
- /4/ Statens vegvesen, *Vegbygging*, Håndbok N200, Vegdirektoratet 2014.
- /5/ Erichsen E., *Krav til materialtekniske egenskaper for bære- og forsterkningslag*, NGU rapport 2006.020, 2006.
- /6/ Standard Norge, *NS-EN 932-3 Prøvmåter for generelle egenskaper for tilslag, Del 3: Prosedyre og terminologi for forenklet petrografisk beskrivelse*, 1996.
- /7/ <http://www.pavementinteractive.org/article/triaxial-test/>
- /8/ Aurstad, J., *Knust betong som forsterkningslag på E6 Melhus - Resultat fra felt- og laboratorieundersøkelser*, SINTEF Teknologi og Samfunn, 2005.
- /9/ Damteaw, T., *Geosynteter - Generelle opplysninger*, Statens vegvesen, Region øst, 2013.
- /10/ NorGeoSpec. *Nordic system for the certification and specification of geosynthetics and geosynthetic-related products*, 2013.
- /11/ Hoff, I., *Properties of unbound granular materials*, NTNU, May 2008.
- /12/ Nikolaidis, A., *Highway Engineering: Pavements, Materials and Control of Quality*, CRC Press, 2014.

## 6 Asfaltdekker

Hovedfunksjonene til vegdekket er å

- gi trafikantene en jevn, god og sikker overflate å ferdes på
- beskytte underliggende lag fra nedbør og vann på avveie

Ved valg av dekketype skal det tas tekniske, økonomiske og miljømessige hensyn. Spesielle forhold ved vegdekkets produksjon og egenskaper som friksjon, lyshet, støy, støv mv påvirker også dekkevalget.

På norske riks- og fylkesveger er asfaltdekke den alt overveiende dekketypen. Asfaltdekker kan brukes på alle vegtyper og for alle trafikkbelastninger.

Asfaltdekker består av steinmaterialer (ca. 95 vekt-%) og et råoljebasert bindemiddel (ca. 5 vekt-%). I tillegg kan det være aktuelt med ulike tilsetningsstoffer. På grunn av bindemidlets viskoelastiske egenskaper er asfaltdekkene fleksible, dvs at de (innenfor visse grenser) tåler bevegelser uten å sprekke opp.

Det finnes flere typer asfaltdekker. Hvilken asfalttype som er best egnet avgjøres av trafikkbelastning, klima, aktuell vegkonstruksjon og vegens omgivelser. Mer om dette finnes i kapittel 6.4 og 6.5. Først skal vi se litt nærmere på de materialene som inngår i asfaltdekket.

### 6.1 Bindemidler

#### 6.1.1 Innledning

Bindemidlet som benyttes i asfaltdekker, bitumen, er et bygningsmateriale med lange tradisjoner som tetningsmasse og impregneringsmiddel. Man kjenner til bruk av bitumen brukt som tetningsmiddel i båter så langt tilbake som 6000 år før Kristus. Og fortsatt er dette det best egnede limet vi har når vi skal lage et vegdekke.

Ordet «*bitumen*» kommer fra latin og betyr «jordbek» eller «tjære». På middelalderarabisk het det samme stoffet «*mumiya*», derav benevnelsen mumie på bitumenbalsamerte legemer fra flere eldre kulturer.



Figur 6.1 *Naturasfalt eller jordbek ble brukt blant annet til mumifisering (www.vaasphalt.org)*

Bitumen er de tyngste komponentene i råolje. Bitumen består i hovedsak av store tunge hydrokarbonmolekyler (90-95 %), de resterende 5-10 % består av nitrogen, oksygen, svovel samt sporstoffer av ulike metaller.

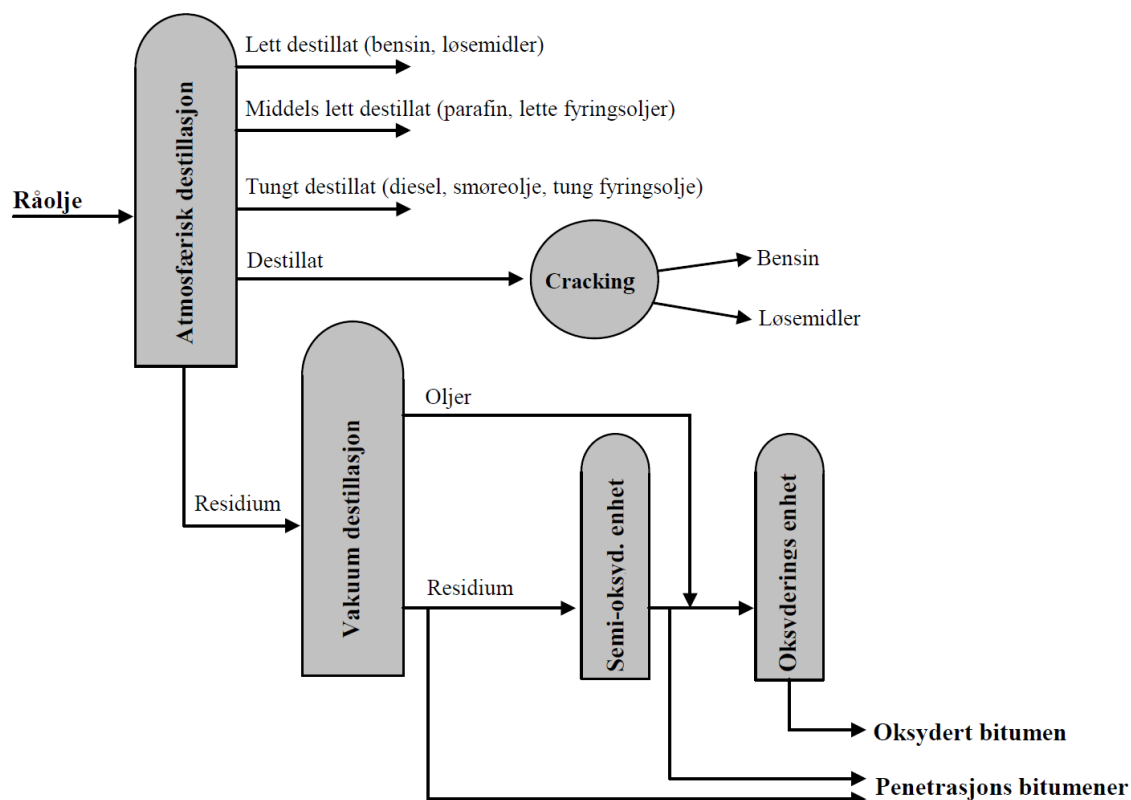
Bitumen finnes flere steder rundt om i verden som naturlige forekomster der råolje kommer opp i dagen gjennom porøse steinmaterialer (derav «jordbek»). Her har de letteste og mest flyktige bestanddelene i råoljen fordampet over tid, og materialet som blir igjen er et tykt, svart, klebende stoff som vi kaller naturbitumen.

På begynnelsen av 1900-tallet begynte man å utvikle raffineringsteknikker for råolje i USA, og man produserte den første raffinerte bitumen. Samtidig som bitumen plutselig ble et lett tilgjengelig materiale, ble også de første bilene produsert i USA. Det vokste raskt frem en stor asfaltindustri hvor raffinert bitumen ble en viktig del.

Totalforbruket i verden i dag ligger på over 100 mill. tonn pr år. 70-80 % av dette forbruket går til vegformål.

### 6.1.2 Framstilling av bitumen

Naturlig forekommende bitumen benyttes i dag i svært beskjedent omfang, en anvendelse er som tilsetningsstoff i raffinert bitumen. I hovedsak er all bitumen som benyttes i stor skala i dag raffinert bitumen.



Figur 6.2 Framstilling av bitumen ved destillering av råolje /15/

I raffineriet føres oppvarmet råolje inn i et destillasjonstårn. Her får man skilt ut de enkelte fraksjonene i råoljen oppover i tårnet etter kokepunkt ved såkalt atmosfærisk destillasjon. Øverst i tårnet får en ut lett-distillat for framstilling av bensin og lette løsningsmidler. I midten

tapper en ut middels-lett destillat som gir parafin og lette fyringsoljer. Under samler en opp tungt destillat for framstilling av dieselolje, smøreolje og tung fyringsolje.

Aller nederst i destillasjonstårnet blir de tyngste komponentene i råoljen liggende igjen, det såkalte residiet, med kokepunkt over 300-350 °C. Ved raffinering av noen typer råoljer kan dette materialet tappes ut og brukes direkte som bitumen til asfaltdekker. Slike bindemidler kalles gjerne «straight run» bitumener. Men ofte er det behov for en ytterligere destillasjon for å få ut enda mer av de lette destillatene. Denne destillasjonen utføres ved lavt trykk og kalles vakuumdestillasjon.

Det finnes nærmere 1500 kjente råoljekilder i verden. Kun et fåtall av disse er egnet til bitumenproduksjon, til det kreves en viss kjemisk sammensetning og en stor nok andel tunge komponenter. Råolje fra Midtøsten inneholder typisk 60-70 % tunge komponenter/bitumen og er godt egnet. Råolje fra Nordsjøen derimot inneholder svært lite av disse tunge komponentene (2-4 %) og er ikke egnet til bitumenproduksjon.

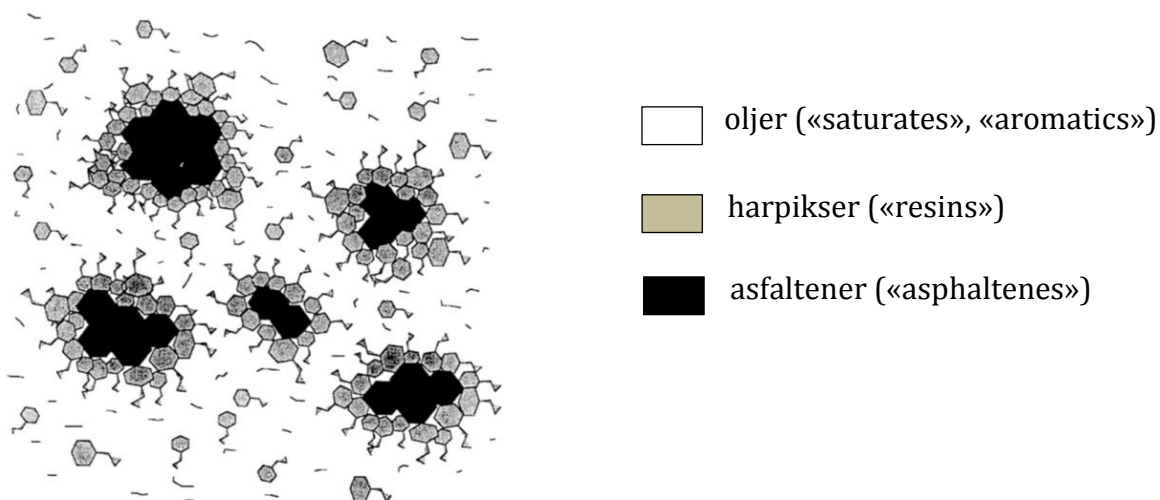
### 6.1.3 Sammensetning av bitumen

Bitumen er et komplekst materiale, både fysikalsk og kjemisk. Det består av et stort, nærmest ukjent antall ulike typer molekyler. Og fordelingen/samspeillet mellom disse molekylene er i kontinuerlig forandring, avhengig av temperatur og tid.

Som en grov modell for sammensetningen har det vært vanlig å tenke seg bitumen som et system bestående av tre ulike «molekylklasser»;

- Asfaltener (store og tungtløselige molekyler av sykliske/aromatiske hydrokarbonkjeder, utgjør typisk ca. 10 % i en vanlig bitumen)
- Harpikser (mindre tunge og mer løsbare aromatiske forbindelser, utgjør typisk ca. 20 %)
- Oljer (upolare kjeder eller enkle sykliske karbonforbindelser, utgjør hoveddelen)

Man illustrerer denne modellen gjerne som vist i figuren nedenfor. Små partikler av de tyngste karbonforbindelsene, asfaltener, er finfordelt i en mer lettflytende oljefase. Asfaltene er omgitt av et sjikt av aromatiske harpikser som stabiliserer løsningen og tjener som dispergeringsmiddel.



Figur 6.3 Idealisert modell av bitumens sammensetning

#### **6.1.4 Egenskaper til bitumen**

For at bindemidlet skal fungere optimalt i et asfaltdekke må det ha en del viktige egenskaper. Grovt sett kan disse knyttes til vedheft, viskositet (konsistens) og holdbarhet.

##### ***Vedheft***

Bindemidlet må ha god vedheft til steinoverflatene for å gi god limeeffekt mellom kornene i tilslaget. Bitumen har generelt sett god klebeevne, men hefter best til basiske steinmaterialer. Når man bruker sure bergarter kan det oppstå problemer med vedheft enkelte ganger. Sure bergarter er hydrofile (vannelskende), overflatekjemisk vil de mye heller knyttes til vann enn bitumen. I slike asfaltmasser kan man derfor oppleve at bindemidlet «skrelles» av steinoverflatene («stripping») og at vegdekket går i oppløsning.

Da vi i Norge har mye kvartsrike («sure») bergarter er det derfor ofte nødvendig å sikre vegdekkets langtidsegenskaper ved å tilsette bindemidlet ekstra vedheftingsmidler (amin, sement eller hydratkalk) under produksjon av asfaltmassen.

##### ***Viskositet***

Bitumen er et termoplastisk materiale, dvs. at egenskaper og konsistens avhenger veldig av temperaturen. Bitumen forandrer seg fra et stivt, sprøtt og glassaktig elastisk materiale ved lave temperaturer, via et viskoelastisk materiale ved mellomliggende temperaturer til et viskøst og lettflytende materiale ved høye temperaturer.

Ved produksjon av asfalt må bitumenet være så flytende at det lar seg blande godt med steinmaterialene så man får best mulig dekning av alle korn. Det kan man oppnå ved å varme opp bitumenet, tynne det ut med løsemidler eller emulgere det i vann. Det er samtidig viktig å passe på at det ikke blir *for* tyntflytende, da kan bindemidlet renne av steinmaterialene etter blanding og gi en inhomogen og dårlig asfaltmasse. Dette er ofte også ugunstig for omgivelsene (tilgrising, miljøproblematikk osv.).

Etter at asfaltdekket er utlagt på vegen skal det kunne motstå belastninger fra trafikk og klima. Her er det en del kryssende hensyn som skal ivaretas. På varme sommerdager kan temperaturen i norske asfaltdekker komme opp i ca. 50 °C. Det er da viktig at bindemidlet holder seg stivt nok til at asfalten ikke deformeres under hjullastene. Om vinteren vil nedkjøling gjøre at asfalten trekker seg sammen, og det oppstår strekkspenninger i dekket. Hvis bindemidlet da er for stivt kan dette føre til en kraftig oppsprekking av asfalten.

Om sommeren ønsker man altså stive bindemidler og om vinteren myke. Valg av bindemiddel blir derfor en kompromissets kunst der man må velge en type konsistens som er optimal ut fra de lokale/ faktiske trafikk- og klimapåkjenningsene.

##### ***Holdbarhet***

Hvor godt bindemidlet beholder de funksjonelle egenskapene over tid har stor betydning for et asfaltdekkets holdbarhet. De relativt tynne bitumenfilmene i asfalten er utsatt for fysiske og kjemiske endringer. Sammen med temperaturvariasjoner og spenninger under trafikkbelastning bidrar dette til at bindemiddelegenskapene endres over tid. Disse endringene fører til at vedheften i asfaltmassen gradvis forringes, bindemidlet mister sine fleksible egenskaper og blir stivt og sprøtt. Denne prosessen kaller vi aldring.

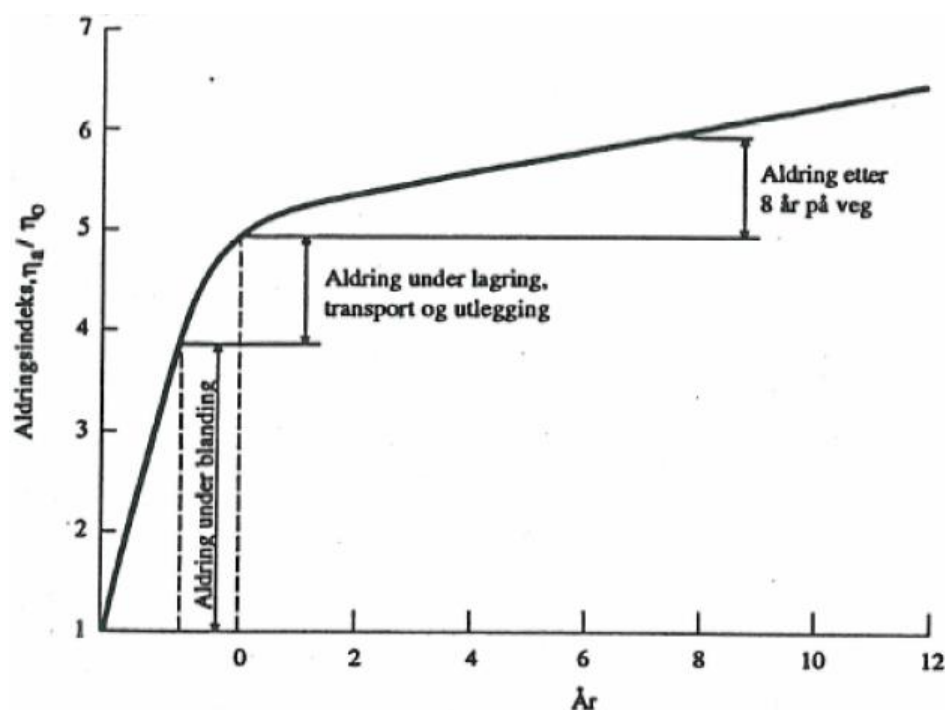
Under tilvirkningen på asfaltfabrikken (varm produksjon) utsettes vanligvis bindemidlet for en betydelig oksidering på grunn av høy temperatur og rikelig tilgang på oksygen. Samtidig skjer det en fordamping av de letteste bestanddelene i bindemidlet. Dette i sum gjør at bindemidlene



blir stivere. De endringer som skjer under selve produksjonsprosessen, før asfaltmassen har rukket å komme ut på vegen, kaller vi gjerne asfaltens *korttidsaldring*.

Aldringsprosessene fortsetter også etter at asfaltdekket er lagt ut på vegen, men da i et saktere tempo. Under eksponering for luft, lys, fuktighet og temperaturvariasjoner blir bindemidlet langsomt stivere pga oksidasjon, fotokjemiske reaksjoner og fordi molekylene delvis vokser sammen og danner mer komplekse strukturer (mer asfaltener, mindre oljer, ref figur 6.3). Vi snakker gjerne om asfaltens *langtidsaldring* ute på vegen. Aldringsprosessene går fortest i åpne dekker med høyt hulrom.

Figur 6.4 viser et typisk forløp for endringene i bindemiddelegenskaper under blanding, transport og utlegging og gjennom funksjonstiden ute på vegen. Aldringen er her uttrykt som endring i *aldringsindeks*. Aldringsindeksen er ganske enkelt forholdet mellom aktuell målt viskositet og bindemidlets opprinnelige viskositet.



Figur 6.4 Typisk aldringsforløp for bitumen /15/

Ulike bindemidler kan ha svært ulike både vedhefts-, viskositets- og aldringsegenskaper. Det er derfor utviklet en rekke ulike testmetoder for å måle og kontrollere de funksjonelle egenskapene.

### 6.1.5 Bindemiddeltypene

Aktuelle trafikk- og klimabelastninger, grunnforhold m m setter ulike krav til egenskapene til asfaltmassen og asfaltdekket. Asfalt kan framstilles ved bruk av ulike teknikker og produksjonsutstyr. Dette gjør at man opererer med mange ulike typer asfaltbindemidler. Da alle er basert på bitumen, kalles de gjerne ved en fellesbetegnelse for *bituminøse bindemidler*.

Vi regner gjerne med sju hovedtyper av bituminøse bindemidler:

- *Bitumen*

Dette er det viktigste asfaltbindemidlet, og leveres i mange ulike stivhetsgrader (jfr figur 6.6). Noen typer bitumen framstilles direkte ved raffinering av råolje («straight run» bitumen), mens andre er blandingsprodukter av et hardt bitumen og en mykner («flukset» bitumen). Bitumen benyttes til varmblandede asfaltmasser (se kapittel 6.5), overflatebehandlinger, penetrering av pukkbærelag og til framstilling av bitumenemulsjon og skumbitumen.

- *Myk bitumen*

Myk bitumen framstilles ved å blande et bitumen med en mer lettflytende tilsats/mykner. Mykneren bør ikke ha for høyt innhold av flyktige komponenter, da man ønsker at bindemidlet skal holde seg mykt over tid.

Asfalten vi får ved å bruke mykbitumen kalles mykasfalt. Den brukes gjerne på veger med middels til liten trafikkbelastning og med svakt underlag, der det er behov for at asfaltdekket tåler noe bevegelse uten å sprekke opp.

- *Bitumenløsning*

Bitumenløsning består av bitumen som er blandet med lette destillater som gassolje eller parafin. Lavaromatiske destillater skal benyttes.

Bitumenløsninger herdner raskt og egner seg godt til overflatebehandlinger, til penetrering av pukkbærelag og som klebemiddel på gamle dekker.

Bruk av bitumenløsning har gått vesentlig ned de siste årene. Dette er en ønsket utvikling, i Håndbok N200 Vegbygging anbefales det at man av miljøhensyn velger bindemidler uten løsningsmidler hvis de ellers er teknisk likeverdige.

- *Bitumenemulsjon*

Bitumenemulsjon består av bitumen eller myk bitumen som er emulgert i vann. Framstillingen skjer i en såkalt emulsjonskvern hvor bitumenet «kuttet opp» og finfordeles som små dråper i vannfasen. En tilsatt emulgator gir bitumenpartiklene ladning slik at de frastøter hverandre i vannfasen. Man får dermed et bindemiddel som holder seg tyntflytende (lav viskositet) uten oppvarming.

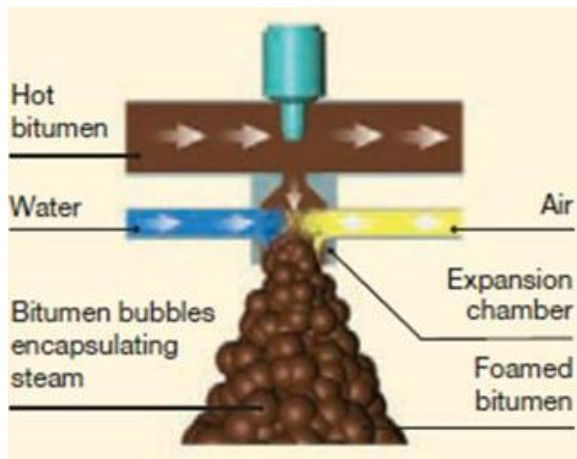
Når emulsjonen kommer i kontakt med steinmaterialer, vil bitumendråpene trekkes til steinoverflatene på grunn av motsatt ladning. Basisbindemidlet som ble emulgert vil dermed gradvis bli avsatt på tilslaget samtidig med at vannet renner bort. Man sier at emulsjonen bryter. Avhengig av hvor fort denne prosessen skjer snakker vi om rasktbrytende, middelsbrytende og saktebrytende emulsjoner.

Bitumenemulsjoner har mange anvendelsesområder, spesielt fordi dette er «kaldteknikk» og dermed har mange praktiske fordeler. Raskt- og middelsbrytende emulsjoner brukes i overflatebehandlinger, emulsjonsdekker, klebing, forsegling og penetrering. Saktebrytende emulsjoner passer best for kald gjenbruk (anrikning av gamle eller eksisterende dekkematerialer) og til bærelagsstabilisering.

- *Skumbitumen*

Skumbitumen framstilles ved at varm bitumen eller varm myk bitumen tilsettes små mengder vann (1-4 %). Det skjer da en umiddelbar oppkoking av vannet som forårsaker en kraftig (15-20 ganger) ekspansjon av bindemidlet. Dette «skumbitumenet» som da dannes har veldig god blandbarhet (lav viskositet), og muliggjør god bindemiddel-fordeling i steinmaterialet. Men blandingen må skje raskt da det bare er snakk om sekunder før skummingen/strukturen «kollapser».

Skumbitumen brukes til stabilisering av bærelag og gjenbruksmasser og til produksjon av asfaltskumgrus.



Figur 6.5 Produksjon av skumbitumen i ekspansjonskammer (Ill.: Wirtgen)

- *Polymermodifisert bitumen (PMB)*

Ved å tilsette ulike typer polymerer (plast, gummi) til bitumen, kan man framstille bindemidler med spesielt gode egenskaper. Til vegformål tilsettes polymerer vanligvis i mengder på 3-10 % av bindemiddelvekten, avhengig av polymertype og ønsket effekt.

Ulike polymerer vil gi ulike effekter, men som en fellesnevner kan man si at modifisering med polymer gir større elastisitet og fleksibilitet i asfaltdekket. Ofte sier man at man «utvider brukstemperaturområdet» til bindemidlet. Med dette menes at det tåles høyere temperaturer om sommeren før man får plastiske deformasjoner i asfaltdekket (hjulspor), samtidig som det ofte også tåles lavere temperaturer om vinteren før bindemidlet/vegdekket blir sprøtt og sprekker opp. Vedheften mellom bindemiddel og steinmaterialer forbedres også svært ofte ved bruk av PMB.

Polymermodifisert bitumen har ellers i prinsippet samme bruksområde som vanlig bitumen.

- *Polymermodifisert bitumenemulsjon (PMBE)*

Prinsippet med polymermodifisert bitumenemulsjon er det samme som med ordinær bitumenemulsjon, se foran. Det samme gjelder tilvirkningen. Bruk av emulgert PMB har økt de senere år, spesielt på grunn av påvist gode heftegenskaper. PMBE brukes derfor mye til klebing og overflatebehandlinger. PMBE er også en nøkkelfaktor i enkelte spesialdekker og tynndekker.

Se for øvrig kapittel 6.5 om forskjellige asfaltdekketyper.

### 6.1.6 Krav til bindemidler

Vi har mange ulike typer av asfaltdekker og bituminøse bærelag. For framstilling av disse trenger vi bindemidler som er tilpasset aktuelle produksjonsprosesser, steinmaterialer og utleggingsmetoder. Dessuten må bindemidlene være tilpasset de ulike dekketyperne og de må kunne fungere mest mulig optimalt under aktuelle klima- og trafikkforhold.

For å kunne spesifisere og kontrollere bindemiddeltypen og egenskaper trenger vi høvelige prøvingsmetoder. Bitumen er et så komplekst materiale at vi av praktiske hensyn ikke kan bruke grunnleggende analyser for kjemisk sammensetning. I stedet er det utviklet en serie enkle prøvingsmetoder for kontroll og undersøkning av de viktigste fysikalske egenskapene. Disse metodene er også internasjonalt standardisert. Dermed kan det knyttes overordnede og generelle krav til dem, slik det bl. a er gjort i Statens vegvesens Håndbok N200 Vegbygging.

Figur 6.6 viser hvilke krav som er satt til bitumen i Håndbok N200 Vegbygging. De angitte prøvningsmetodene refererer til europeiske standarder (EN), som for en stor del også er blitt gjeldende norske standarder (NS).

Tilsvarende tabeller finnes i Håndbok N200 også for de andre bindemiddeltypene; mykbitumen, bitumenløsning, bitumenemulsjon, polymermodifisert bitumen og polymermodifisert bitumenemulsjon.

	Enhet	Prøvningsmetode	Grad-benevning						
			35/50	50/70	70/100	100/150	160/220	250/330	330/430
Penetrasjon ved 25 °C	0,1 mm	NS-EN 1426	35-50	50-70	70-100	100-150	160-220	250-330	
Penetrasjon ved 15 °C	0,1 mm	NS-EN 1426							90-170
Mykningspunkt	°C	NS-EN 1427	50-58	46-54	43-51	39-47	35-43		
Flammepunkt, Coc, min.	°C	NS-EN ISO 2592	240 <sup>1)</sup>	230 <sup>1)</sup>	230 <sup>1)</sup>	230 <sup>1)</sup>	220 <sup>1)</sup>	180 <sup>2)</sup>	180 <sup>2)</sup>
Løselighet, min.	%	NS-EN 12592	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0
Dynamisk viskositet ved 60 °C, min.	Pa s	NS-EN 12596	225	145	90	55	30	18	12
Kinematisk viskositet ved 135 °C, min.	mm <sup>2</sup> /s	NS-EN 12595	370	295	230	175	135	100	85
Fraass bruddpunkt, maks.	°C	NS-EN 12593	-5	-8	-10	-12	-15	-16	-18
Motstand mot oppherding ved 163 °C (1):		NS-EN 12607-1							
Masseendring, maks. +/-	%		0,5	0,5	0,8	0,8	1,0	1,0	1,0
Gjenværende penetrasjon, min.	%	NS-EN 1426	53	50	46	43	37	35	
Rel. viskositetsøkning ved 60 °C, maks.		NS-EN 12596						4,0	4,0
Økning i mykningspunkt, maks.	°C	NS-EN 1427	8	9	9	10	11	11	

1) Pensky Martens closed cup (NS-EN ISO 2719) kan brukes for å undersøke forurensninger, men vil normalt gi lavere verdier

2) Pensky Martens closed cup

Figur 6.6 Krav til vegbitumen i Håndbok N200 Vegbygging /1/. Kolonnen for bitumen 70/100 er uthevet for bruk som eksempel i beskrivelsene av prøvningsmetodene, se neste avsnitt.

### 6.1.7 Prøvningsmetoder for bitumen

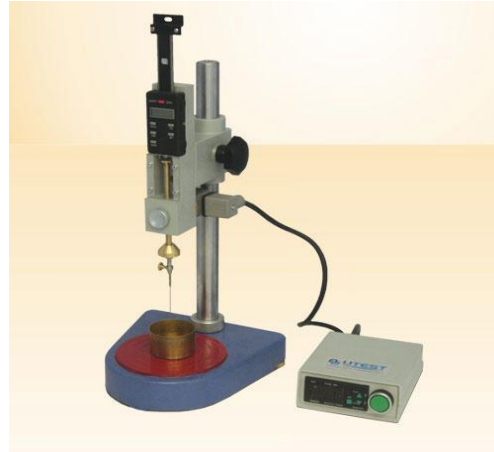
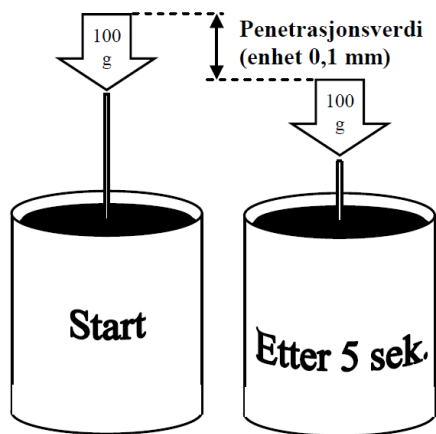
De mest grunnleggende metoder for testing og kontroll av bituminøse bindemidler er omtalt her. Det er også vist hvordan resultatene fra testingen evalueres opp mot spesifikasjonene, med utgangspunkt i kravene som er satt til bitumen 70/100 i Håndbok N200, se rød ramme i figur 6.6.

#### Penetrasjon

Penetrasjon brukes til å klassifisere bitumen. Bindemidler som kan klassifiseres etter penetrasjonsverdi kalles derfor gjerne også penetrasjonsbitumen.

Penetrasjonstesten er en gammel empirisk (erfaringsbasert) test som måler hardheten til bitumen. Metoden ble utviklet på slutten av 1800-tallet.

Forsøket blir i prinsippet utført som illustrert i figur 6.7. En metallkopp med bindemiddel tempereres til 25 °C. En standardisert nål med konisk spiss blir senket ned til bindemiddeloverflaten. Deretter slippes nåla med et lodd på 100 gram, og nedsynkingen i løpet av 5 sekunder måles. Denne nedsynkingen uttrykt med 0,1 mm som enhet, kaller vi penetrasjonsverdien. Eksempel; en målt nedsynkning på 9,3 mm gir en penetrasjonsverdi på 93.



Figur 6.7 Måling av penetrasjon på bitumen, prinsippskisse (t.v.) og måleutstyr (t.h.)

I de norske spesifikasjonene i Håndbok N200 er bindemidlene delt inn i hardhetsklasser uttrykt ved minimums- og maksimumsverdi for penetrasjon. Dette er i henhold til europeiske standarder. Hardhetsklassene angis med gradbenevning X/Y, der X er minste tillatte og Y største tillatte penetrasjonsverdi.

Penetrasjon er den viktigste betegnelsen for bitumen som brukes i varme, verksblandete masser. Testen kan sies å gi et mål på egenskapene til asfalten i den midterste delen av brukstemperaturområdet (25 °C).

Eksempel (se figur 6.6):

Bitumen 70/100 skal ligge mellom penetrasjon 70 og 100 for å tilfredsstillere kravene, bestemt av forsøket beskrevet foran (NS-EN 1426).

### **Viskositet**

Når man skal blande bindemiddel og steinmaterial på en god måte er det viktig at bindemidlet har riktig flytkonsistens. Hvor tungt- eller lettflytende en væske er uttrykkes gjerne gjennom væskens viskositet. På samme måte som E-modul er et mål på motstandsevne mot deformasjoner i elastiske materialer, er viskositet et mål på motstandsevne mot deformasjoner i viskøse materialer. Høy viskositet betyr lav flyteevne (tungtflytende), lav viskositet betyr høy flyteevne (lettflytende).

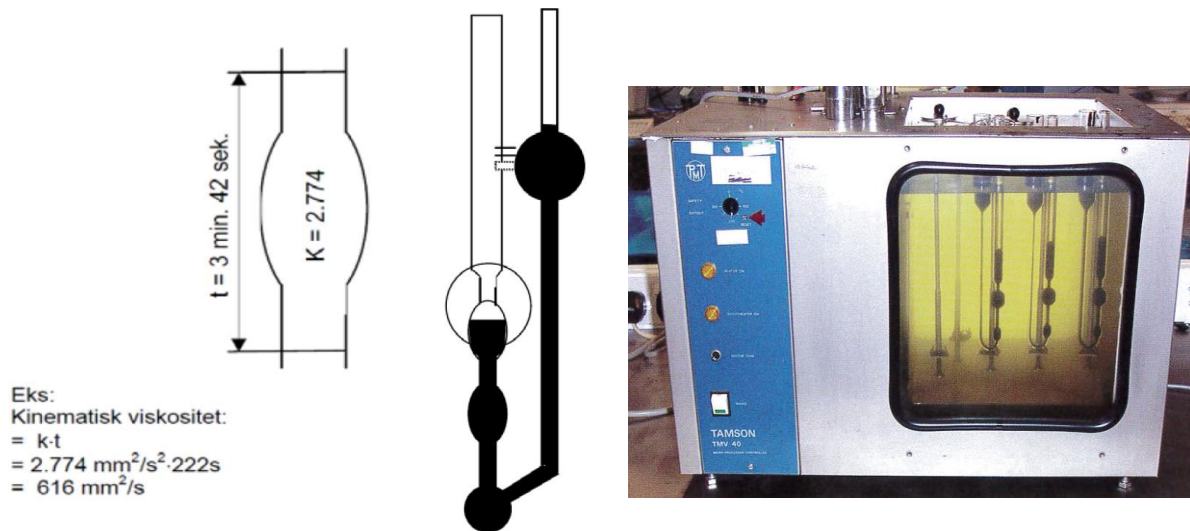
### **Kinematisk viskositet**

Viskositet kan måles på mange forskjellige måter. En vanlig måte er ved hjelp av kapillarviskosimetre. Dette er enkle utstyr som egner seg godt til rutinemålinger. Det finnes mange ulike typer kapillarviskosimetre, et av de mest vanlige i bruk er vist i figur 6.8.

Kapillarviskosimeteret er kalibrert opp mot væsker med kjent viskositet, slik at man har en kalibreringsfaktor som gjelder spesifikt for det aktuelle røret (viskosimeteret). Når man skal måle viskositeten til et asfaltbindemiddel, fyller man viskosimeteret etter gjeldende prosedyre, tempererer til ønsket temperatur og lar bindemidlet strømme fra det kuleformede reservoaret ned gjennom røret og opp til de kuleformede utvidingene i det oppadgående røret. Man måler

så ganske enkelt tiden (antall sekunder) som går med for å fylle hver av disse små kulene mellom avstandsmerkene og ganger med kalibreringskonstanten. Denne viskositeten kalles *kinematisk viskositet*, benevnelsen er  $\text{mm}^2/\text{s}$ .

Enheten  $\text{cm}^2/\text{s}$  kalles St (stoke) og dermed blir  $1 \text{ mm}^2/\text{s}$  lik 0,01 St eller 1 centistoke, cSt. 1 cSt tilsvarer kinematisk viskositet for vann ved  $20^\circ\text{C}$ .

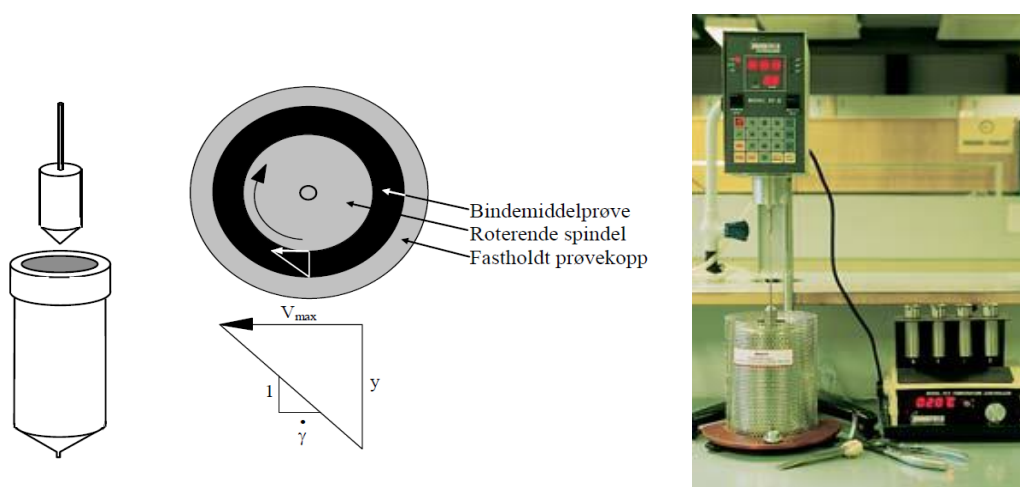


Figur 6.8 Cannon-Fenske kapillarviskosimeter

#### Dynamisk viskositet

Den klassiske fluidmekanikken definerer viskositet som forholdet mellom skjærspenning og skjærhastighet. Figur 6.9 illustrerer hvordan viskositet kan måles i et såkalt rotasjonsviskosimeter.

En bindemiddelprøve helles opp i prøvekoppen, spindelen senkes ned, og det hele tempereres til ønsket temperatur. Når spindelen roteres med en fast hastighet, bygges det opp et hastighetsprofil i bindemidlet som går fra 0 ved prøvekoppens overflate til en eller annen maks hastighet ved spindelens overflate.



Figur 6.9 Måling av dynamisk viskositet med rotasjonsviskosimeter

Materialets skjærhastighet  $\dot{\gamma}$  defineres som  $\dot{\gamma} = V_{\max}/y$  ( $s^{-1}$ ), og materialets viskositet  $\eta$  som forholdet mellom skjærspenning og skjærhastighet:

$$\eta = \tau / \dot{\gamma}$$

der  $\eta$  = dynamisk viskositet ( $\text{Pa} \cdot \text{s}$ )  
 $\tau$  = skjærspenning ( $\text{Pa} = \text{N}/\text{m}^2$ )  
 $\dot{\gamma}$  = skjærhastighet ( $s^{-1}$ )

Som enhet for *dynamisk viskositet* brukes også poise, og en har at  $1 \text{ Pa} \cdot \text{s} = 10 \text{ poise}$ .

Den prinsipielle forskjellen mellom måling av dynamisk og kinematisk viskositet ligger altså i følgende: Ved måling av dynamisk viskositet påføres en kraft som fører til strømming, mens ved måling av kinematisk viskositet er det tyngdekraften som fører til strømming.

Fordi måletemperaturen ligger helt i øvre del av brukstemperaturområdet, kan dynamisk viskositet sies å gi et mål på deformasjonsegenskapene til asfaltdekket.

Kinematisk viskositet for bitumen måles ved høyere temperaturer og er dermed primært en kontroll knyttet til blandbarhet og bearbeidbarhet ved produksjon og utlegging.

Kinematisk viskositet ( $\text{mm}^2/\text{s}$ ) kan regnes om til dynamisk viskositet ( $\text{mPa} \cdot \text{s}$ ) ved å gange med væskens densitet ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ).

Vi finner spesifikke krav til viskositet for de ulike bindemiddeltypene i Håndbok N200.

Merk også at bindemiddeltypene som mykbitumen og bitumenløsning klassifiseres ut fra kinematisk viskositet ved  $60 \text{ }^\circ\text{C}$ . Penetrasjon er ikke egnet på myke bindemidler, nålen vil gå til bunns før det er gått 5 sekunder.

Eksempel (se figur 6.6):

Bitumen 70/100 skal ha dynamisk viskositet ved  $60 \text{ }^\circ\text{C} > 90 \text{ Pa} \cdot \text{s}$  (NS-EN 12596), og kinematisk viskositet ved  $135 \text{ }^\circ\text{C} > 230 \text{ mm}^2/\text{s}$  (NS-EN 12595).

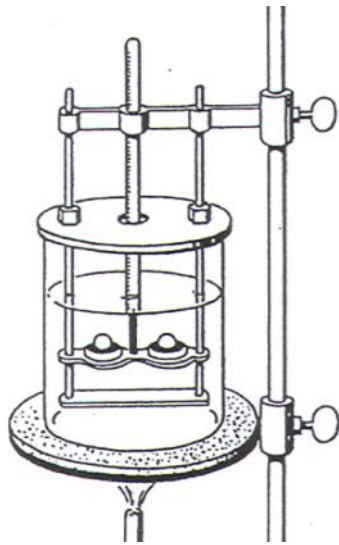
### **Mykningspunkt**

En annen vanlig parameter for karakterisering av bindemidler til asfalt er mykningspunktet (softening point), også kalt «kule og ring»-verdien.

Apparaturen er vist i figur 6.10. Prøver av bindemidlet støpes inn i to ringer og plasseres på et stativ i et vannbad ved  $5 \text{ }^\circ\text{C}$ . På hver av prøvene legges en stålkule på  $3,5 \text{ g}$ , og vannet i beholderen varmes så jevnt opp med en temperaturstigning på  $5 \text{ }^\circ\text{C}/\text{min}$ . Etter hvert som bindemidlet mykner, vil tyngden fra kulene gradvis presse bindemiddelprøven ned til kontakt med en plate  $25,4 \text{ mm}$  under utgangspunktet. Temperaturen i badet når prøven kommer i kontakt med den nedre platen kalles mykningspunkt-temperaturen, eller kule- og ringverdien.

Mykningspunktet er et mål på asfaltens deformasjonsmotstand i den øvre delen av brukstemperaturområdet.

Som for penetrasjon finner vi spesifikke krav til mykningspunkt i de norske bindemiddel-spesifikasjonene i Håndbok N200.



Figur 6.10 Apparat for måling av mykningspunkt

Eksempel (se figur 6.6):

Bitumen 70/100 skal ha et målt mykningspunkt i området 43-51 °C, bestemt med forsøket beskrevet foran (NS-EN 1427).

### **Flammepunkt**

Bindemidler som inneholder lett fordampbare komponenter eller løsningsmidler vil avgi disse som gass ved oppvarming. Dette kan representere en alvorlig brannfare. For å sikre seg mot antenner er det viktig å kjenne antennestemperaturen, det såkalte flammepunktet, for et bindemiddel.

Det er vanlig å måle flammepunktet for bitumen og myk bitumen ved oppvarming i apparaturer som vist i figur 6.11. Bindemiddel fylles i en liten messingbeholder som varmes opp med en foreskrevet temperaturøkning. Ved jevne mellomrom føres en flamme over. Når man ser et tydelig «blaff», har man nådd materialets flammepunkt og temperaturen leses av.



Figur 6.11 Utstyr for bestemmelse av flammepunkt (til venstre Cleveland open cup, til høyre Pensky Martens closed cup)



Cleveland open cup (Coc) er nå angitt som standard prosedyre i bindemiddelspesifikasjonene. Pensky Martens closed cup kan brukes som et alternativ, men vil gi lavere verdier.

Som for de øvrige egenskapene finner vi spesifikke krav til flammepunkt i Håndbok N200.

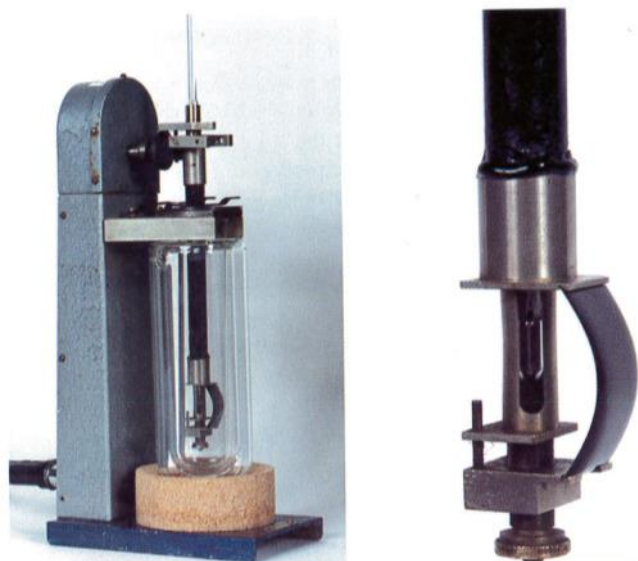
Eksempel (se figur 6.6):

Bitumen 70/100 skal ha et målt flammepunkt på minimum 230 °C (NS-EN ISO 2592).

### ***Fraass bruddpunkt***

I et vinterland som Norge er det viktig at asfaltdekkene har evne til å motstå oppsprekking i kalde perioder. Fraass-testen er en tradisjonell testmetode som gir et mål på bindemidlets evne til å motstå oppsprekking ved lave temperaturer.

Forsøket går ut på at man smelter fast en 0,5 mm tykk bindemiddelprøve på en standardisert bladfjær av stål som deretter festes i et spesielt belastningsutstyr. Hele systemet kjøles så ned med en hastighet på 1 °C pr minutt, samtidig som man påfører bindemiddelfilmen bøyning ved å dreie på sveiven på toppen av prøvebeholderen (automatisert på nyere modeller). I det øyeblikk man kan observere riss i bitumenfilmen ved bøyning, leses denne temperaturen av som det såkalte Fraass bruddpunkt.



*Figur 6.12 Fraass-apparat for bestemmelse av bruddpunkt*

Vi finner spesifikke krav til lavtemperaturegenskaper i Håndbok N200.

Eksempel (se figur 6.6):

Bitumen 70/100 skal ha et målt bruddpunkt etter Fraass som er maksimum (skal være kaldere enn) -10 °C (NS-EN 12593).

### **Aldringsforsøk**

Ved all varmblanding av asfalt vil bindemidlet i større eller mindre grad herde. Flyktige komponenter fordamper og bindemidlet reagerer med oksygenet i luften slik at bindemidlet blir stivere. Denne prosessen kalles «korttidsaldring» for å understreke at det er snakk om herding som skjer under blanding og utlegging av asfalten. Aldringen av bindemidlene vil også fortsette ute i felt under påvirkning av vær og vind, men denne prosessen, «langtidsaldringen», skjer i et langt lavere tempo.

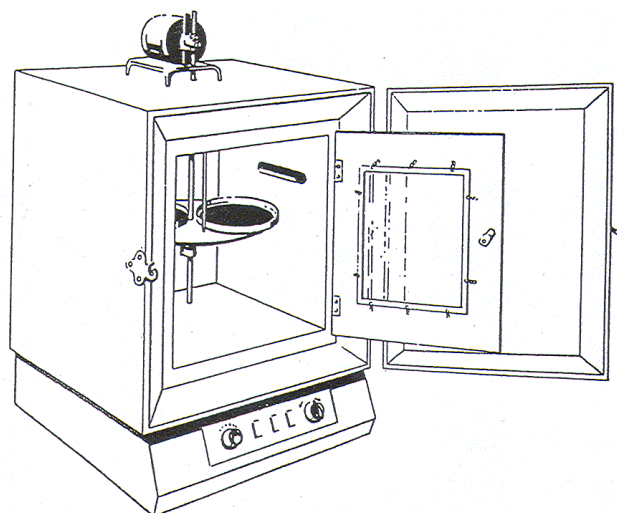
Aldring er ofte det som til syvende og sist begrenser hvor lenge et asfaltdekke vil være funksjonelt. Derfor er det et stort poeng å prøve å redusere aldringen. Klarer man å kontrollere herdingen som skjer under blanding (korttidsaldringen) vil man ha «mer å gå på» med tanke på gode langtidsegenskaper og levetid på vegen. Også av rene miljøhensyn er det viktig å kontrollere tapet av flyktige bestanddeler under blanding.

Mye av aldringen vil være bestemt av produksjonsopplegg, prosedyrer og utstyr hos tilvirker/entreprenør, men da ulike bindemidler vil kunne ha svært ulike aldringsegenskaper er det viktig også å kunne kontrollere råmaterialet.

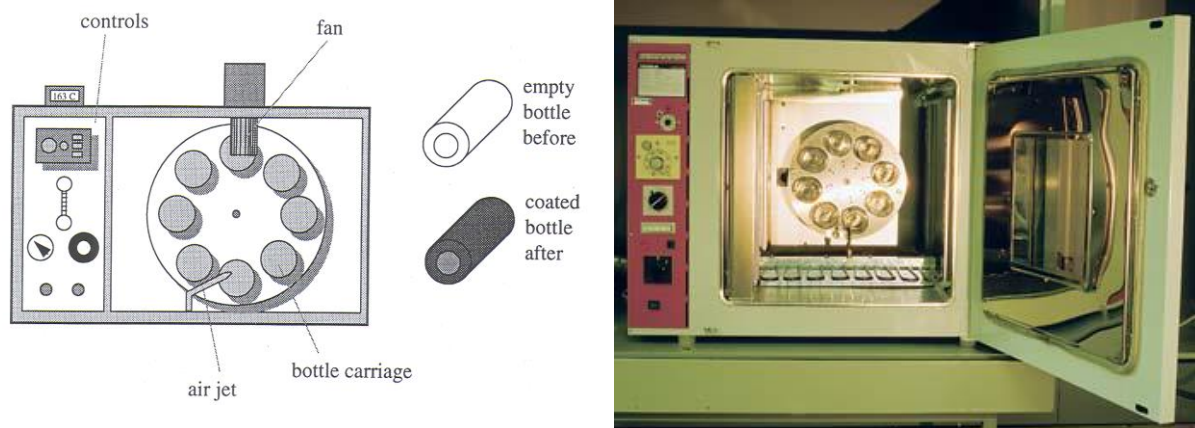
Man kan utføre simulerte aldringsforsøk i laboratorium. Korttidsaldring (simulering av aldringen i selve asfaltfabrikken) gjøres med Thin Film Oven Test (TFOT), se figur 6.13, eller Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT), se figur 6.14.

I TFOT-forsøket fylles bindemidlet opp i flate panner i foreskrevet mengde slik at man får en jevn bindemiddelfilm på 3,2 mm. Pannene med bindemiddel plasseres så inne i et varmeskap der de roterer rundt i 5 timer ved en temperatur på 163 °C.

I RTFOT-forsøket fylles bindemidlet i glasskolber som under forsøket roterer horisontalt inne i et varmeskap samtidig som det blåses luft inn i skapet. Testen kjøres ved 163 °C i 85 minutter.



*Figur 6.13 Thin Film Oven Test (TFOT)*



Figur 6.14 Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT)

I de norske bindemiddelspesifikasjonene i Håndbok N200 er det satt krav til bindemidlets egenskaper etter at det har gått gjennom en korttidsaldring i laboratorium. Det refereres her til testmetode NS-EN 12607-1 som er RTFOT.

Eksempel (se figur 6.6):

Bitumen 70/100 skal etter å ha gjennomgått RTFOT-testen (NS-EN 12607-1)

- ikke endre masse mer enn 0,8 %
- fortsatt ha en penetrasjonsverdi på minimum 46
- ikke øke mykningspunktet mer enn 9 °C

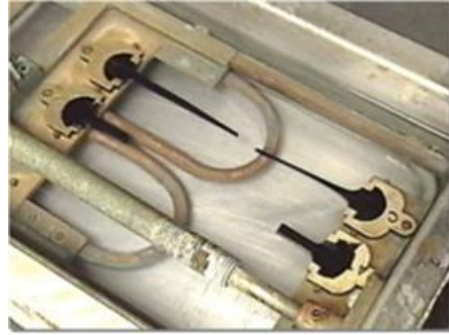
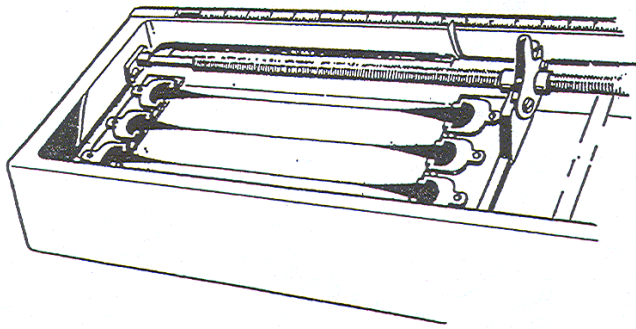
### **Duktilitet, elastisk tilbakegang**

Det kan være viktig at et bindemiddel har god evne til å tåle utstrekking før det sprekker. Strekkbarheten kan kontrolleres ved bruk av et duktilometer som vist i figur 6.15.

Standardiserte prøvestykker («hundebein») støpes ut og plasseres i kloformede festeklemmer i et vannfylt prøvingskar. På midten har prøvene et tverrsnitt på 1 cm<sup>2</sup>. Prøvingskaret tempereres til angitt prøvingstemperatur, vanligvis 10 °C eller 25 °C. Prøvene strekkes så ut med en fart på 5 cm pr minutt. Lengden på prøven ved brudd gir et direkte mål på duktilitet eller strekkbarhet.

Samme apparatur og prosedyre brukes også for å måle *elastisk tilbakegang*. Da klippes imidlertid prøven av i karet med saks etter å ha blitt strukket 200 mm. Deretter måles hvor mye prøven trekker seg sammen igjen i løpet av 30 min.

Denne metoden er spesielt egnet og interessant for polymermodifiserte bindemidler, derfor finner vi krav til elastisk tilbakegang for slike bindemidler i Håndbok N200.



Figur 6.15 Prøvningskar/apparatur for måling av duktilitet og elastisk tilbakegang /12/

### Vedheft

God vedheft mellom bindemiddel og steinmaterial er avgjørende for å få et varig asfaltdekke. I Norge har vi mange sure bergarter som gjør dette ekstra utfordrende. Det stilles derfor krav til at god vedheft skal dokumenteres gjennom at det utføres standardiserte vedheftingsforsøk med den aktuelle stein-bitumen kombinasjonen.

Den vanligste undersøkelsen i et asfaltlaboratorium for å undersøke vedheft er «Dynamisk vedheftningsforsøk – rulleflaskemetoden». Ved denne metoden bestemmes vedheft mellom bindemiddel og stein i nærvær av vann og ved en dynamisk påkjenning. Bitumendekkede steiner legges i flasker fylt med vann som ruller under spesifiserte betingelser. Etter bestemte tidsintervaller avleses bindemiddeldekningen på steinene visuelt. Krav er satt for dekningsgrad, uttrykt som % av steinoverflaten dekket av bindemiddel, gjerne etter 48 timers rulletid. Det er litt ulike krav for ulike asfalttyper.



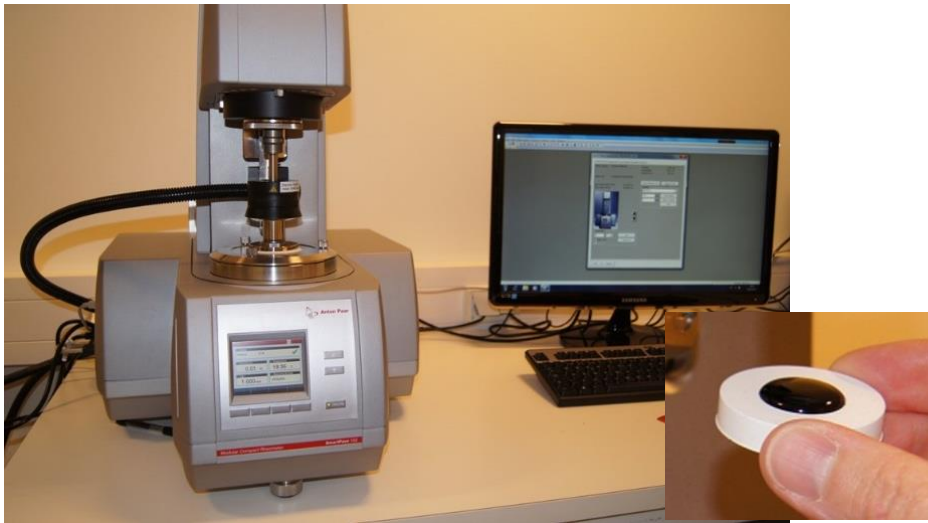
Figur 6.16 Rullebord med pågående rulleflaskeforsøk (Foto: Tomas Moss, icu.no)

Metoden kan bl.a. brukes til å vurdere behov for ekstra vedheftsmidler. Vedheften kan forbedres ved tilsetning av amin, sement eller hydratkalk. For enkelte massetyper er det krav om tilsetning av slike vedheftsmidler.

### ***Multiple Stress Creep and Recovery Test (MSCRT)***

Denne metoden er utviklet i USA, og har de senere årene fått økt anvendelse for vurdering av deformasjonsegenskapene til bindemidler. Særlig for polymermodifiserte bitumener har man savnet metoder som kan gi et godt bilde på funksjonsegenskapene ved høye brukstemperaturer (varme sommerdager). MSCR-testen regnes derfor som et vesentlig framskritt for vurdering av PMB.

Testen foretas ved bruk av et såkalt dynamisk skjærreometer (DSR), se figur 6.17. I dette instrumentet kan man utsette små prøver av bindemidler for ulike på- og avlastingsprosedyrer ved ulike temperaturer, og det med stor nøyaktighetsgrad.



*Figur 6.17 Dynamisk skjærreometer med nærbilde av bindemiddelprøve klargjort for MSCRT (Foto: Wenche Hovin)*

Ved en «Multiple Stress Creep & Recovery Test» utsettes prøven for 10 gjentatte belastningssyklus, hver på 1 sek tøyning etterfulgt av 9 sek hvile. Forsøket gjøres først ved et lavt spenningsnivå, deretter gjentas samme prosedyre ved høy spenning.

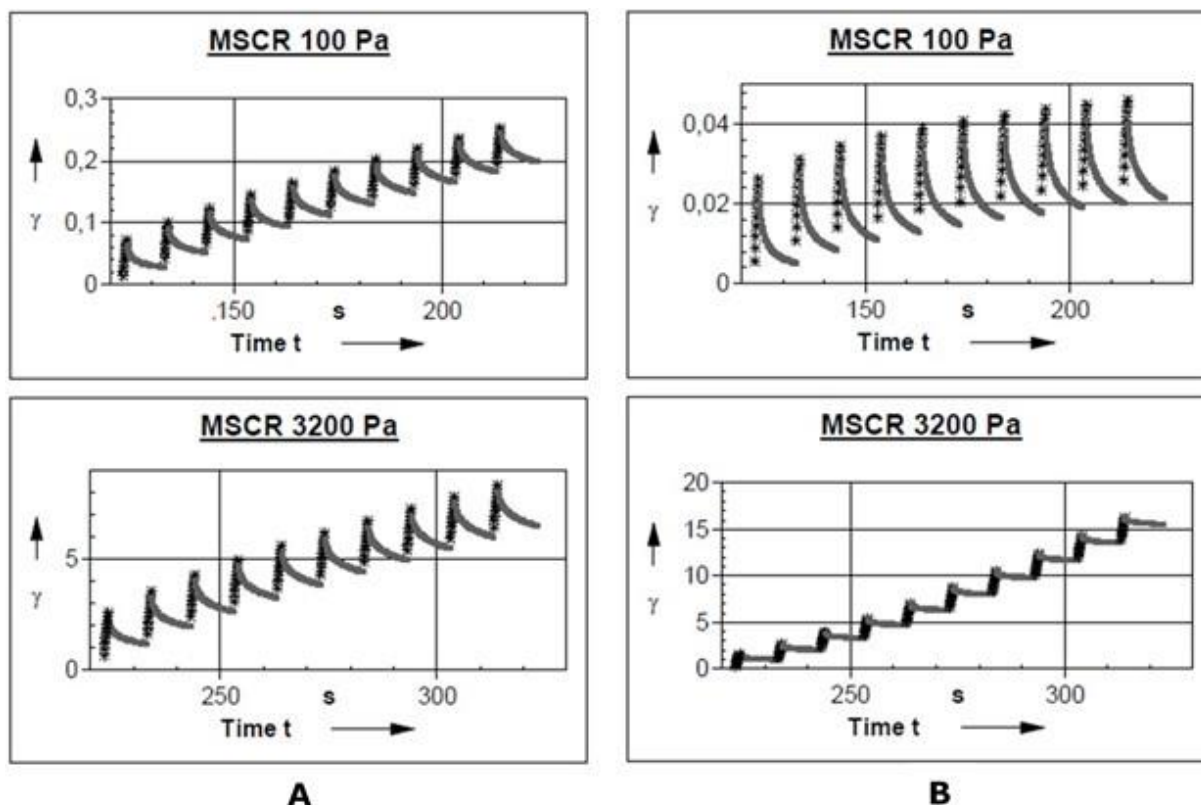
For hvert av spenningsnivåene registreres påført tøyning («creep») og elastisk tilbakegang («recovery»), både for hver pålasting og totalt for hele sekvensen (10 repetisjoner).

Vanlig testtemperatur er 60 °C.

Ved å se på hvordan deformasjonsmønsteret i prøvene opptrer og utvikler seg relativt til spenningsnivået kan man si noe om hvor følsomt materialet er for deformasjon under aktuelle belastninger ved den aktuelle temperaturen (spenningssensitivitet).

Figur 6.18 viser et plott fra et forsøk på to ulike bindemidler A og B. Vi kan se at bindemiddel A (t.v.) oppviser tilnærmet samme tilbakegang i deformasjon for begge spenningsnivåene, mens det for bindemiddel B (t.h.) blir vesentlig dårligere «recovery» ved det høyeste spenningsnivået.

Bindemiddel B må derfor forventes å ha dårligere deformasjonsegenskaper (dvs være mer utsatt for spor) ved høye dekketemperaturen.



Figur 6.18 Eksempler på resultater fra MSCR-test på to bindemidler

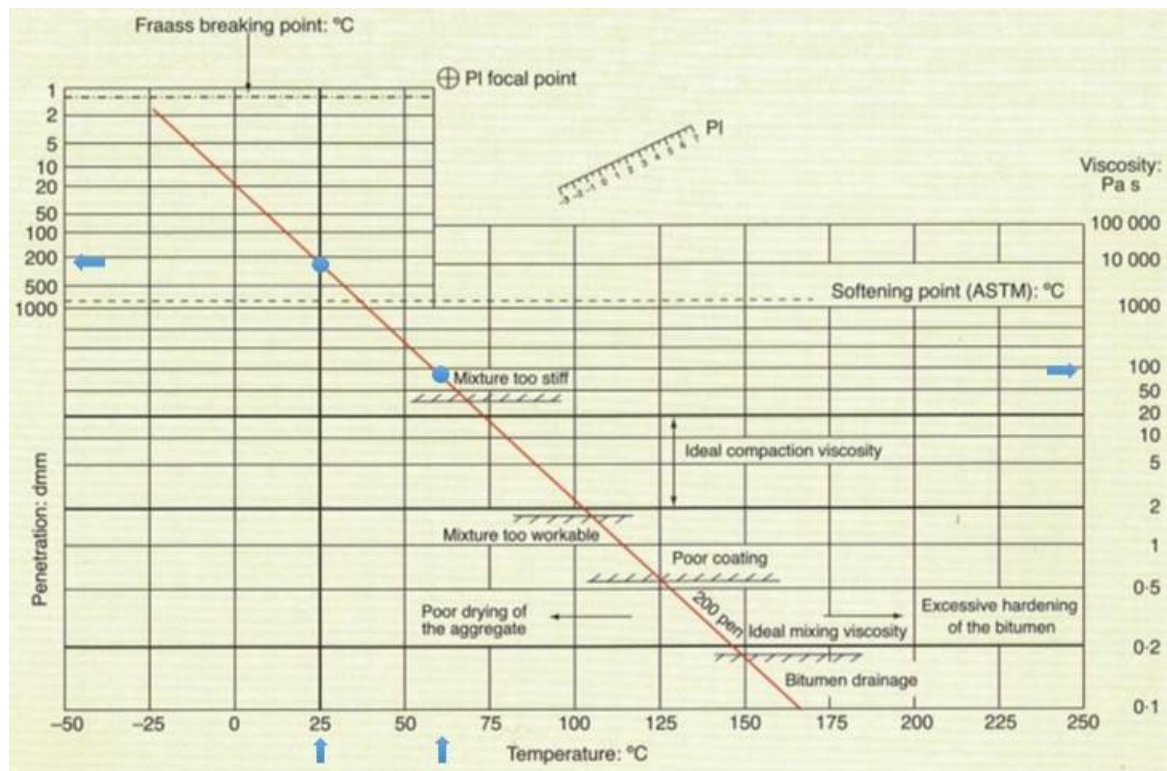
### 6.1.8 Bitumen Test Data Chart

I slutten av 1960-årene utviklet Willem Heukelom (Shell, Nederland) et system hvor resultater fra de i utgangspunktet svært ulike testene Fraass bruddpunkt, penetrasjon, mykningspunkt og viskositet kunne plottes inn i ett og samme diagram for å beskrive bindemidlenes temperaturavhengighet. Dette diagrammet kalles «Bitumen Test Data Chart» (BTDC) og ligger til grunn for mange bindemiddelspesifikasjoner rundt om i verden. På norsk kalles dette gjerne et temperatur/viskositetsdiagram. BTDC er vist i figur 6.19, med plott av et bitumen basert på måling av penetrasjon og viskositet.

Diagrammet har tre hovedakser; temperatur langs x-aksen (lineær skala), penetrasjonsverdi øverst på venstre y-akse, og viskositet langs høyre y-akse (logaritmisk skala). Forsøk har vist at penetrasjonsverdien for bitumen er tilnærmet 1,0 når man kjøler bindemidlet ned til bruddpunkt-temperaturen. Dette gir rom for en egen Fraass-skala øverst til venstre i diagrammet. Tilsvarende har man funnet en penetrasjonsverdi på omlag 800 for bitumen oppvarmet til mykningspunkt-temperatur. På grunnlag av dette kan man da også legge inn en mykningspunkt-skala i diagrammet ved pen800.

Diagrammet er utformet slik at når man plottes inn verdier for Fraass, penetrasjon, mykningspunkt og viskositet for et normalt bitumen, danner disse punktene en rett linje. Denne linjen sier noe om bindemidlets temperaturfølsomhet. Jo brattere linjen blir, jo mer endres egenskapene ved endringer i temperatur (stor temperaturfølsomhet). Temperaturfølsomheten uttrykkes tradisjonelt ved en penetrasjonsindeks, PI. Jo høyere penetrasjonsindeks, jo mindre temperaturfølsomt er materialet.

PI-verdien kan også enkelt bestemmes i BTDC ved å parallellforskyve linja man har plottet i diagrammet slik at den går gjennom «PI focal point», og deretter lese av verdien der den krysser PI-skalaen.

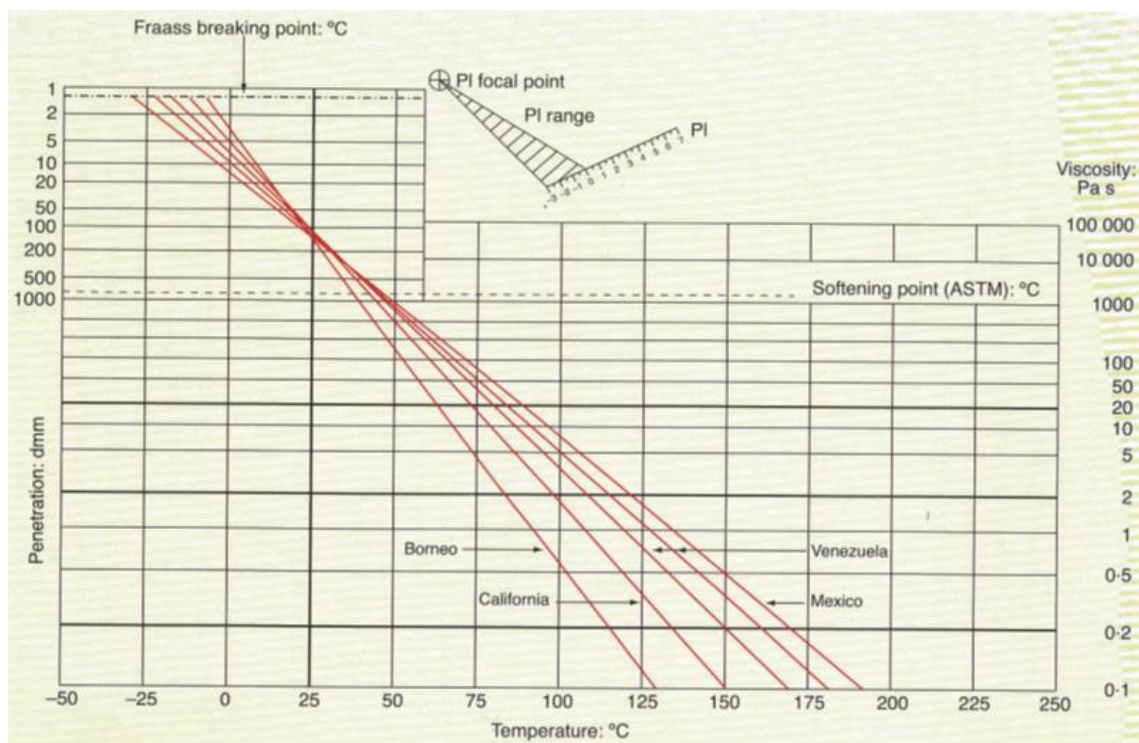


Figur 6.19 Bitumen Test Data Chart /6/. Plott av et bindemiddel med inngangsverdier penetrasjon  $v/25\text{ °C} = 220$ , dynamisk viskositet  $v/60\text{ °C} = 90\text{ Pa}\cdot\text{s}$  (blå piler). Av linjen kan vi også lese at bindemidlet vil ha en Fraas-verdi lavere enn  $-25\text{ °C}$  (skalaen øverst til venstre) og et mykningspunkt på ca.  $37\text{ °C}$  (skalaen for «Softening point»)

Som nevnt baseres mange bindemiddelspesifikasjoner rundt om i verden på BTDC. Man kan på en ganske enkel måte stille krav som begrenser mulighetene for å velge materialer med uheldige egenskaper. Man kan også angi «vinduer» for viskositet for å sikre henholdsvis god innblanding på fabrikken og god bearbeidbarhet og komprimerbarhet ved utlegging ute på vegen, som vist i figuren over.

Figur 6.20 viser hvordan man ved hjelp av BTDC kan avdekke ulike bruksegenskaper for ulike bindemidler. Her er vist fem bitumener 100/150 med ulik opprinnelse. Merk at disse er tilsynelatende helt like ved romtemperatur (samme hardhet, penetrasjon ca. 120 ved  $25\text{ °C}$ ). Men ved å plote flere testresultater enn bare penetrasjon for å få fram temperatur/viskositetskurven, avdekker man fort at disse vil kunne oppføre seg veldig forskjellig i et asfaltdekke (ulike helninger, dvs. ulike PI-verdier)!

Det ideelle er at bindemidlet (og derigjennom asfaltdekket) endrer egenskaper minst mulig i brukstemperaturområdet, dvs har et slakt forløp i diagrammet. Det kan bl. a oppnås ved tilsetning av modifiserings (polymerer o a), se kapittel 6.3. Slike modifiserte bitumener vil ikke opptre som rette linjer, men mer som «S-kurver», hvor man har et slakt/flatt forløp i brukstemperaturområdet.



Figur 6.20 Bitumener med samme hardhet, men fra ulike kilder, plottet i BTDC /6/

## 6.2 Tilslag i asfaltdekker

### 6.2.1 Krav til tilslag

Tilslag er en vanlig generell betegnelse på steinmaterialene i asfalt og betong. I et asfaltdekke vil tilslaget utgjøre den klart største andelen, omlag 95 vekt-%.

I forbindelse med vegbygging kan man enkelt si at jo høyere opp i vegkonstruksjonen man kommer, jo bedre kvalitet er nødvendig for steinmaterialene. Best kvalitet vil derfor normalt kreves for tilslag i toppdekket. Tilslaget til et asfaltslitelag skal være

- slitesterkt for å tåle piggedekk
- stabilt for å tåle trafikklaster
- sterkt for å tåle slag og dynamiske laster
- motstandsdyktig mot forvitring, vær og vind
- motstandsdyktig mot polering fra trafikken, med tanke på friksjon
- godt tilpasset bindemidlet med tanke på vedheft

Hvor godt et steinmaterial er eget til vegbygging fastlegges ved geologiske undersøkelser og standardiserte testmetoder, hvor de funksjonelle egenskapene nevnt over blir undersøkt.

Det stilles spesifikke krav til testresultatene avhengig av trafikkbelastningen og hvor i vegkonstruksjonen materialene skal brukes.

Krav til materialer, herunder tilslag, er spesifisert under hver massetype i Håndbok N200 Vegbygging. Se mer om dette i kapittel 6.6.

### 6.2.2 Prøvningsmetoder for tilslag

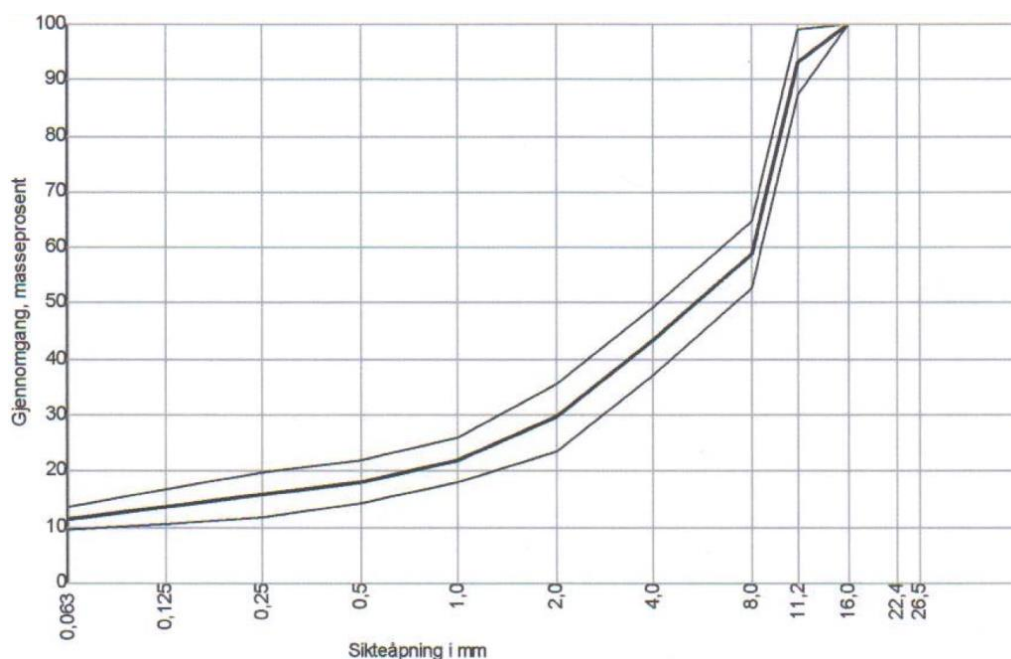
De viktigste metoder for testing og kontroll av tilslag til asfaltdekker er omtalt i følgende avsnitt. Prøvningsmetodene er nærmere beskrevet i Statens vegvesens Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser /4/.



### Siktekurve

Produsenten skal ha deklartert sin produksjon av hver masstype i henhold til internasjonale standarder. For hver asfaltjobb tas det ut prøver fra asfaltmasse på fabrikk (entreprenør/produsent) og av ferdig utlagt dekke på vegen (entreprenør og byggherre) etter spesifisert omfang for å sjekke materialsammensetning, herunder korngraderingen.

Håndbok N200 setter spesifikke krav til korngradering for hver enkelt masstype/dekketype, med angitt toleranseavvik/ «slingringsmonn». Siktekurven bør være mest mulig midt mellom grensekurvene og parallell med disse, jfr. eksempel i figur 6.21. Figur 6.22 viser krav til kornsammensetning for massetypen Skjelettasfalt (Ska) som helhet. Se også kapittel 6.4 om arbeidsresept.



Figur 6.21 Eksempel på siktekurve for Ska 11, med innregnede grensekurver

Grensekurver (tilsiktet utgående sammensetning)			
	Gjennomgang i masseprosent		
ISO-sikt	Ska 8	Ska 11	Ska 16
22,4 mm			100
16 mm		100	90-100
11,2 mm	100	90-100	46-66
8 mm	90-100	47-64	30-44
4 mm	38-53	30-45	
2 mm	24-36	20-32	15-30
0,25 mm	14-22	12-20	10-17
0,063 mm	10-14	9-13	8-12

Figur 6.22 Grensekurver for Skjelettasfalt /1/

### **Kornform**

En uheldig kornform på tilslaget vil påvirke stabilitetsegenskapene til asfalten. Man bør tilstrebe kubiske materialer framfor langstrakte og flattrukte korn (dvs lav stenglighet og flisighet).

I materialspesifikasjonene er krav til kornform uttrykt gjennom en flisighetsindeks.

Flisighetsindeksen bestemmes ved en standardisert prosedyre (NS-EN 933-3). Steinmaterialet i fraksjonene 4-80 mm siktes først på sikter med kvadratiske åpninger (kvadratsikt) og dernest på stavsikter. Flisighetsindeksen uttrykker andelen av materialet som passerer gjennom stavsiktene.

### **Motstand mot nedknusing**

Krav til steinmaterialets motstand mot nedknusing er for dekketilslag på lik linje med ubundne overbygningmaterialer knyttet til Los Angeles-metoden (NS-EN 1097-2).

For dekketilslag går prosedyren ut på at 5 kg material i fraksjonen 10/14 mm kjøres tørt 500 omdreininger i en glatt ståltrommel sammen med 11 store stålkuler som hver veier ca. 450 g.

Los Angeles-verdi (LA-verdi) er prosent gjennomgang på 1,6 mm-sikten etter tromlingen.

Metoden og utstyret er nærmere beskrevet i kapittel 5.3.

### **Motstand mot slitasje**

#### *Motstand mot slitasje, generelt*

Dersom et steinmaterial har høyt kalk- og/eller glimmerinnhold vil det tross tilsynelatende god motstand mot nedknusing, målt med Los Angeles, kunne ha dårlig motstand mot slitasje. For å kunne skille bedre mellom sterke og svake materialer i vegfundamentet har man valgt å stille krav til slitasjemotstand basert på Micro-Deval (NS-EN 1097-1).

Metoden ligner veldig mye på den nordiske møllemetoden, men gjennomføring og utstyr avviker noe. Micro-Deval sylindren er glatt på innsida (ingen riller som løfter materialet). Testfraksjonen er 10/14 mm, og prøvestørrelsen er 500 g. Materialet tromles sammen med 2,5 l vann i to timer, sammen med 5 kg stålkuler av størrelse 10 mm.

Micro-Deval verdien ( $M_{DE}$ ) er prosent gjennomgang på 1,6 mm-sikten etter tromling.

Metoden og utstyret er nærmere beskrevet i kapittel 5.3.

#### *Motstand mot piggdekkslitasje*

I Norden er et asfaltdekkets motstand mot piggdekkslitasje en meget sentral egenskap. For dette formålet finnes en standardisert testmetode som vi kaller Møllemetoden (Nordic abrasion test, NS-EN 1097-9). Metoden ligner mye på Micro-Deval, men trommelen har ribber på innsiden som skal gi en ekstra abrasiv (slitende) påkjenning på materialet under testingen. Testen utføres på fraksjonen 11,2/16 mm. Ett kg av materialet tromles sammen med 2 liter vann i én time, sammen med 7 kg små stålkuler med diameter 15 mm.

Mølleverdien ( $A_N$ ) er prosent gjennomgang på 2,0 mm-sikten etter tromling.

Metoden og utstyret er nærmere beskrevet i kapittel 5.3.

	ADT					
	< 300	300-1500	1500-3000	3000-5000	5000-15000	> 15000
<b>Dekke</b>						
Flisighetsindeks, FI	≤35	≤30	≤30	≤30	≤25	≤25
Los Angeles-verdi, LA	≤40	≤30	≤30	≤30	≤25	≤15
Mølleverdi, $A_N$	≤19	≤19	≤14	≤10	≤10	≤7

Figur 6.23 Forenklet oversikt over krav til kornform, Los Angeles-verdi og mølleverdi for dekketilslag i Håndbok N200

Det har vist seg at resultater fra Micro-Deval og kulemølleforsøk korrelerer bra med hverandre. NGU har på grunnlag av mange forsøk («pukkdatabasen») utarbeidet følgende sammenhenger:

$$A_N = 1,30 \times M_{DE} + 0,3$$
$$M_{DE} = 0,77 \times A_N - 0,3$$

Disse kan brukes blant annet for dokumentasjon av driftskontroll hvis man bare har tilgang på den ene som ikke er referansemethode.

### ***Knusningsgrad***

For å sikre god forhaking mellom steinkornene, og dermed god stabilitet i asfaltdekket, er det i Håndbok N200 satt krav til knusningsgrad for materiale 4-63 mm.

Knusningsgraden  $C_{xx/yy}$  angis som forholdet mellom helt eller delvis knuste korn (xx) og helt runde korn (yy). Kravene til knusningsgrad varierer med masstype og trafikkbelastning (ÅDT).

Metoden er manuell, dvs sorteringen gjøres for hånd, men etter en standardisert prosedyre (NS-EN 933-5).

### ***Innhold av glimmer***

Svake mineraler har en tendens til å anrikes i finfraksjonen ved knusing, og med det sterkt påvirke mørtelfasens bestandighet. Ved mistanke om høyt innhold av svake mineraler bør derfor nærmere undersøkelser gjennomføres. Spesielt kan fritt glimmer i mørtelen gi redusert dekkelevetid. Måling av glimmerinnhold gjøres ved standardisert mikroskopi-undersøkelse (se Håndbok R210).

### ***Motstand mot polering***

Asfalttilslagetets motstand mot polering uttrykkes ved hjelp av «Polished stone value», PSV (NS-EN 1097-8). Tilslagetets poleringsmotstand er en av flere faktorer som har betydning for asfaltdekkets friksjonsegenskaper. Testen gjøres med en såkalt friksjonspendel på preparerte prøvestykker med det aktuelle tilslaget. Jo høyere avlest tallverdi for PSV, jo bedre er poleringsmotstanden (mindre sjanse for at dekket skal bli glatt).



Figur 6.24 Utstyr for bestemmelse av PSV-verdi (Polished stone value tester), til høyre preparerte prøvestykker (Foto: Northstone)

### ***Andre egenskaper***

Andre typer krav vedrørende tilslag som er fastsatt for den enkelte masstype eller som kan vurderes spesielt er:

- belegg på tilslag
- innhold av humus
- lyshet på tilslag

### **6.2.3 Bruk av resirkulert tilslag**

Asfaltmasser består av ikke fornybare ressurser, og man bør i størst mulig grad gjenvinne gammel asfalt, enten den er i form av fresemasser eller oppgravde asfaltflak. Dette ut i fra både ressurs-, energi- og miljøsynspunkt. Resirkulert asfalt skal være behandlet og lagret på en slik måte at materialet er egnet i forhold til anvendelsen.

Avhengig av masstype som skal produseres er det i gjeldende normaler (Håndbok N200) litt ulike begrensninger knyttet til tillatt prosenttilsats, kontroll- og dokumentasjonsomfang osv.

I prinsippet gjelder samme krav til resirkulert som til nytt tilslag, men spesielt for resirkulert tilslag er at mengde og type av alle forurensninger og fremmedmaterialer skal være deklarerert i samsvar med standardisert metode (NS-EN 13108-8).

## **6.3 Tilsetningsstoffer i asfalt**

Det finnes i dag mange forskjellige tilsetningsstoffer for bruk i asfaltdekker. Dette omfatter en rekke produkter med høyst ulike egenskaper og effekter. De brukes for at man skal kunne forbedre egenskaper som vedheft, herding, stabilitet, bestandighet m m. For enkelte massetyper er det i spesifikasjonene (Håndbok N200) satt krav om bruk av visse tilsetningsstoffer som vedheftningsmiddel eller stabiliserende middel (fiber).

Det har opp gjennom årene vært utprøvd mange ulike tilsetningsstoffer, med ulik grad av suksess. Her er en kort omtale av de viktigste tilsetningsstoffer i asfalt som er i bruk i dag, med tiltenkt hensikt.

### **6.3.1 Fiber**

Fiber har vært brukt i asfaltdekker i mange år. Ved bruk av fiber er det i første rekke to effekter man ønsker å oppnå:

- Sikre homogene masser (reduere separasjon og avrenning), spesielt ved produksjon av steinrike asfalttyper som Ska (skjelettasfalt) og Da (drensasfalt).
- Øke bindemiddelinholdet i massen. En tykkere bindemiddelfilm rundt steinkornene har positiv effekt på massens aldringsegenskaper.

Fibertyper kan grovt grupperes i:

- *Cellulosefiber*
- *Stålfiber*
- *Mineralullfiber*
- *Plastfiber*

Den mest brukte fibertypen her i landet i dag er cellulosefiber. Normal dosering av cellulosefiber er 4-6 % (i forhold til bindemiddelvekt) i Da- og Ska-dekker. Ved bruk av mineralullfiber er normal tilsetting 6-9 % i Da-dekker.

### 6.3.2 Polymerer

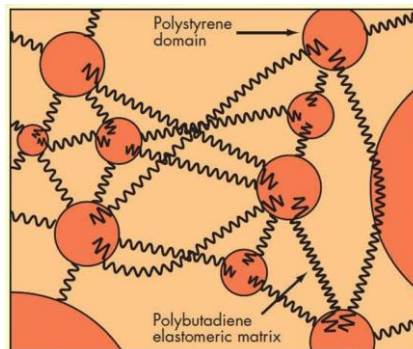
Bitumen er et svært temperaturfølsomt materiale. Ved lave/kalde temperaturer blir det stivt og sprekker lett opp, mens det ved høye temperaturer blir lettflytende og veldig usatt for deformasjon.

Formålet med å tilsette polymerer (polymermodifisering) er derfor primært å gjøre bindemiddel og dermed asfaltdekke mindre temperaturfølsomt i brukstemperaturområdet, dvs under de aktuelle temperaturer dekket kan få ute på veien.

I tillegg er det dokumentert at polymertilsetning også kan ha en gunstig virkning på aldringsbestandigheten ved at limeffekten i bindemidlet holder seg lengre ute på veien og bremser forvitring og oppsprekking av asfaltdekket.

Polymerene det her gjelder kan deles i følgende hovedgrupper ut fra oppbygging og egenskaper:

- *Elastomerer/gummier*; brukes helst til å forbedre lavtemperaturegenskapene (eks naturgummi, polybutadien)
- *Termoplaster*; disse forbedrer i første rekke høytemperaturegenskapene (eks polyetylen, polypropylen)
- *Elastomere termoplaster*; disse er utviklet til å forbedre egenskaper i begge ender av bruks-temperaturområdet (eks etylen-vinylacetat EVA, styren-butadien-styren SBS)



Figur 6.25 SBS-polymer for asfalt; pellets og prinsipp/virkemåte (Foto: Kraton)

Det har i senere år vært en markant økning av bruk av polymermodifiserte bindemidler (PMB) i Norge. I første rekke gjelder dette i dekker utsatt for høy trafikk, tunge belastninger og stor slitasje (fortrinnsvis Ska- og Ab-dekker, samt ulike typer av tynndekker). Også i «følsomme» Da-dekker er det vanlig å bruke PMB, selv om denne massetyper på grunn av vinter og piggdekkbruk ikke har fått så stor anvendelse i Norge.

Emulsjon til klebing blir også i økende grad polymermodifisert for å sikre god nok heft mellom underlag/gammel asfalt og nytt dekke. God heft til underliggende lag er en konstant utfordring under norske temperatur- og nedbørsforhold.

### 6.3.3 Vedheftningsmidler

Vedheft bestemmes av samspillet mellom bindemiddel og steinmaterial. Her innvirker steinmaterialets form, overflatestruktur og kjemiske sammensetning sammen med bindemidlets kjemiske sammensetning, polaritet og viskositet. I tillegg vil lokale/aktuelle forhold knyttet til miljø- og trafikk-påkjenninger, asfaltdekkets hulrom osv. påvirke vedheftens varighet.

Spesielt ved bruk av sure bergarter kan vedheft være et problem, bindemiddelfilmen skaller lett av ved vannpåvirkning og vi får steinløsning og «stripping». Slike tilslagsmaterialer har vi mye

av i Norge. For å sikre god binding mellom stein og bindemiddel i en asfaltblanding må man derfor i mange tilfeller tilsette ekstra vedhefts-fremmende midler. I de norske spesifikasjonene (Håndbok N200) er det for enkelte massetyper satt krav til bruk av slike tilsetninger.

På markedet finnes det en rekke ulike vedheftsmidler med ulike egenskaper og virkningsgrad. Valg av type vil avhenge av hvordan asfalten framstilles, hvilken type asfalt og hvilket steinmateriale som skal brukes. I alle tilfeller bør det foretas en undersøkelse av middelets effekt i den aktuelle stein-/bindemiddelblandingen. Til dette finnes standardiserte testmetoder og laboratorieforsøk, bl. a rulleflaskeforsøk, figur 6.16.

Man snakker ofte om henholdsvis

- *Aktiv vedheftning*; hvordan kan man få etablert god kontakt mellom bitumen og steinmateriale når det allerede er vann til stede i massen?
- *Passiv vedheftning*; det er etablert god kontakt mellom bitumen og steinmateriale, men hvordan skal man sikre at denne opprettholdes når det senere kommer vann til massen?

Aktuelle vedhefts-fremmende tilsetningsstoffer er:

- *Aminer*

Dette er flytende organiske forbindelser med nitrogen som hovedatom. Amin er det aktive vedheftsmidlet som brukes mest i Norge, dette skyldes for en stor del våre mange sure bergartsforekomster. Amin brukes alltid i kaldasfalt og mykasfalt, fordi det der kan være vann til stede på tilslaget ved produksjonen (vannet damper normalt bort ved varm produksjon).

Til varmasfalt tilsettes ved behov normalt 0,3-0,5 % amin, regnet av bindemiddelvekt. Til mykasfalt og asfalt produsert ved lavere temperatur tilsettes 0,5-0,8 %.

- *Sement*

Dette er et aktuelt vedheftningsmiddel i varmasfalt, normal dosering er 1-2 % av asfaltmassen. Sement vil bidra til et stivere dekke, og bør derfor ikke brukes under forhold hvor det kreves et dekke med stor fleksibilitet. Derfor er sement heller ikke tillatt i Ma (mykasfalt), i henhold til Håndbok N200.

- *Hydratkalk*

Dette materialet har samme bruksområde, dosering og begrensning i bruksområde som sement. Hydratkalk har i tillegg vist seg å kunne ha gunstig innvirkning på aldring av asfalten.

- *Fettsyrer*

Mettede alifatiske syrer som stearinsyre e. l. virker spesielt vedhefts-fremmende på «basiske» steinmaterialer som kalkstein, hvor ellers aminer vil ha liten effekt. Normal dosering vil være 1-2 % av bindemiddelvekten.

Verdt å merke seg er at mineralske vedheftningsmidler som sement og hydratkalk skal medregnes som en del av den totale fillermengden (finstoffet i asfalttilslaget), mengden av annen filler må derfor reduseres tilsvarende.



Figur 6.26 Effekt av vedheftsmiddel. Samme blanding mellom steintilslag og bindemiddel, men henholdsvis uten amin (venstre), og med amin (høyre) (Foto: Pavement interactive)

#### 6.3.4 Naturasfalt og andre stabiliserende tilsetninger

Det vil i enkelte tilfeller være ønskelig med et mer stabilt asfaltdekke enn det den aktuelle bindemiddel/tilslags-kombinasjon vil gi rom for. Aktuelle tilsetningsstoffer i den sammenheng kan være:

- *Naturasfalt*

Tilsetning av naturasfalt med høyt mykningspunkt vil øke viskositeten og gi en mer stabil masse. Dette er spesielt virkningsfullt i mørtelrike dekketyper som støpeasfalt (Sta) og topeka (Top).

Naturasfalt hentes fra naturlige forekomster der de til dels meget harde materialene tas ut ved gruvedrift (eksempel; Gilsonite).

- *Voks*

Det finnes typer av spesialvoks som kan gi økt stabilitet til varmasfalt uten at lavtemperateregenskapene forringes. Voksen har lav viskositet ved blande- og utleggings-temperatur, slik at den der kan tjene til å bedre bearbeidbarheten ved produksjon og utlegging (eksempel; Sasobit).

- *Sement*

Tilsetning av sement i asfalt har ikke bare å gjøre med vedheft, sement vil også fremme brytningen i kalde emulsjonsmasser og øke stabiliteten. Sement er et vanlig tilsetningsstoff i slamasfalt (Sla).

- *Andre fillerstoffer*

Det kommer stadig nye tilsetningsstoffer på markedet som er tenkt å forbedre asfaltegenskapene. Dette er gjerne restprodukter fra industrien som man håper kan ha en gjenbruksanvendelse innen vegbygging. Her kan nevnes flygeaske, carbon black (sotpulver), syntetisk framstilt silika (Sipernat) m m.

Resultater og dokumentasjon av effekter er sprikende, noen har gode erfaringer, andre har påvist liten eller ingen effekt. Disse produktene har liten anvendelse i Norge i dag.



Figur 6.27 Uttak av naturasfalt (Foto: ATDM, Iran)

## 6.4 Sammensetning og proporsjonering av asfaltdekker

### 6.4.1 Innledning

Asfaltmasse består av to hovedbestanddeler; bitumen (eller annet bituminøst bindemiddel) og steinmaterialer. Asfaltens egenskaper som vegdekke er avhengig av kvaliteten på begge disse bestanddelene, i tillegg til samvirket mellom dem.

Det er viktig at man i hvert tilfelle setter sammen asfalten slik at den tåler de belastninger dekket vil bli utsatt for. Det å bestemme den optimale sammensetningen av tilgjengelige materialer for å møte spesifiserte krav kalles proporsjonering (ofte møter man også uttrykket «*mix design*»). Som regel består proporsjoneringsarbeidet i å velge riktig bindemiddel og finne et optimalt bindemiddelinhold til en gitt sammensetning av tilgjengelige steinmaterialer.

Bitumen er et materiale som endrer egenskaper med både *temperatur* og *belastning*, dvs det har både elastiske, plastiske og viskøse karaktertrekk. Alle asfaltmasser, uansett hvor harde de er, er i prinsippet flytende. Ved lave temperaturer (vinterforhold) flyter massen svært sakte (liten deformasjonshastighet, høy viskositet), mens den ved høyere temperaturer (varm sommerdag) blir vesentlig mer deformasjonsutsatt fordi viskositeten reduseres kraftig.

Asfaltens deformasjonsegenskaper er også avhengig av lastpåføringsfrekvensen. Ved rask belastning oppleves asfalten hard, man kan slå på den med hammer uten videre skade. Lar man imidlertid belastningen stå på en viss tid (f.eks. en parkert kontainer) får man raskt deformasjoner i asfalten. Analogien til trafikkbelastninger ser vi tydelig; en raskt passerende bil setter ingen synlige merker, mens områder med vedvarende stillestående belastninger er veldig utsatte for spor og deformasjoner (busslommer, foran lyskryss etc.).

Steinmaterialet i asfalten skal være sammensatt på en slik måte at det utgjør et bærende «skjelett» i dekket. Steinmaterialet motstår formendring inntil det knuses ved overbelastning, det må derfor ha en fysisk materialstyrke («mekanisk styrke») som står i forhold til de påkjenninger det vil utsettes for. Dessuten spiller kornform en viktig rolle. Kubiske og/eller kantede steinkorn vil ha god forhaking og motstå omlagring og deformasjon, mens derimot runde og glatte korn vil gi dårlig stabilitet. Derfor er det også satt krav til andel knuste kornflater i spesifikasjonene til de dekketyperne som skal tåle mest trafikk (jfr. kapittel 6.2).



## 6.4.2 Arbeidsresept

Med bakgrunn i mange års erfaringer og forsøk har man utarbeidet et sett normerte massetyper. Disse er nærmere beskrevet i Håndbok N200 Vegbygging (se også kapittel 6.6). For hver massetype er det beskrevet hvilke krav som gjelder for disse. Kravene går bl. a på grensekurver for tilslagsmaterialet, kvalitet på tilslag, bindemiddeltype og -innhold, tilsetningsstoffer m m.

Men selv om man har valgt en normert massetype (f.eks. Ab 16) må det *optimale blandingsforholdet* mellom bitumen og steinmaterial bestemmes i hvert enkelt tilfelle ut fra hvilke materialer som skal brukes, eventuelle tilsetningsstoffer, stedlige forutsetninger m m.

Detaljert beskrivelse av den asfaltmassen som skal produseres og legges ut kalles *arbeidsresept* eller masseresept. Denne skal entreprenøren normalt forelegge kjøper (f.eks. Statens vegvesen) en viss tid før asfalteringen skal starte. Et eksempel på en slik arbeidsresept er vist i figur 6.28.

Arbeidsresepten skal inneholde opplysninger om

- Steinmaterialets sammensetning
- Steinmaterialets egenskaper
- Opplysninger om tilsetningsstoffer
- Asfaltmassens sammensetning og toleransegrenser
- Bindemiddeltype
- Tilsiktet bindemiddelmengde
- Tilsiktet densitet
- Tilsiktet hulrom
- Data fra gjennomført proporsjonering (etter Marshall-metoden)

Når arbeidsresepten foreligger har man fått en konkret anvisning på utførelsen av det aktuelle arbeidet.

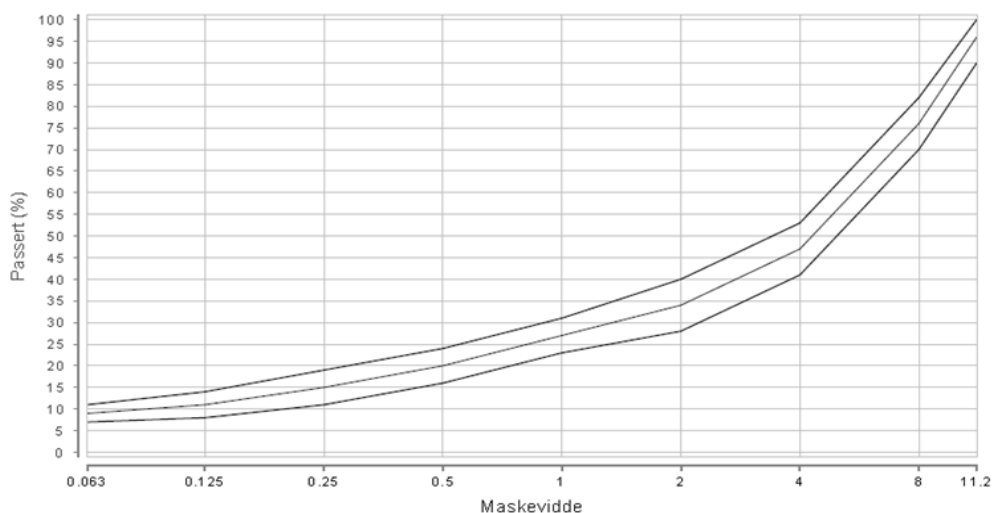


## Arbeidsresept for bituminøse vegdekker og bærelag

Reseptnr. **08823306**Produksjonssted **Jessheim**Dekketype **Ab 11**Reseptdato **30.01.2008**Asfaltleverandør **Lømminkåinen Norge AS**

	Tilsiktet	Toleranse	Kompaktering	Marshall 2*50 slag
Bindemiddel (%)	5.8	0.4	Densitet (g/cm <sup>3</sup> )	2.399
Hulrom (%)	3.5	1.5	Hulrom (%)	2.9
Forbruk (kg/m <sup>2</sup> )			Bitumenfylt hulrom (%)	82.6
Massetemp prod. (°C)	175.0	20.0	Stabilitet (N)	0
Dekkets densitet Pd (g/cm <sup>3</sup> )	2.385		Flyt (mm)	0.0
Maks.teoretisk densitet Ps (g/cm <sup>3</sup> )	2.471		Stab:Flyt (N/mm)	0
Maks. vanninnhold (%)	0.0		Ind. strekkst. (kPa)	0
Bindemiddeltipe	Pmb			

	µm				mm				
	63	125	250	500	1	2	4	8	11.2
Tils	9.0	11.0	15.0	20.0	27.0	34.0	47.0	76.0	96.0
Tol.	2.0	3.0	4.0	4.0	4.0	6.0	6.0	6.0	6.0



— Reseptkurve — Toleranse min — Toleranse max

Tilslag	Forekomst	Dens.	FI	LA	Mølle	Sort	Andel
Pukk	Bjønndalen bruk	2.72	8.0	13	6.1	8-11	28.0
Pukk	Bjønndalen bruk	2.72	11.0	0	0.0	4-8	22.0
Steinmel	Tangen	2.72	0.0	0	0.0	0-4	28.0
Grus	Hovinmoen grus	2.67	0.0	0	0.0	0-8	17.0
Filler	Miljøkalk	2.74	0.0	0	0.0	0-0.075	5.0

Tilsetningsstoff		Mengde (% av bindem.)	0.0
Vedheftningsmiddel	Wetfix-BE	Mengde (% av bindem.)	0.3

Arbeidsresepten godkjent:

Entreprenør

Sted: \_\_\_\_\_, Den: \_\_\_\_\_

Dato: \_\_\_\_\_ Underskrift: \_\_\_\_\_

Underskrift: \_\_\_\_\_

Figur 6.28 Eksempel på arbeidsresept for en Ab 11

### 6.4.3 Proporsjonering

Som nevnt skal man ut fra de steinmaterialer/-fraksjoner og det bindemiddel som ønskes benyttet (jfr. arbeidsresepten) sette sammen disse materialene på en optimal måte med tanke på egenskapene til det ferdige dekket. Det optimale bindemiddelinholdet vil være en avveining av kryssende hensyn. For høyt bindemiddelinhold vil kunne forårsake ustabil masse med dårlig deformasjonsmotstand og fare for blødninger (fritt bindemiddel, «feite» og farlig glatte partier på dekkeoverflaten). Motsatt vil for lavt bindemiddelinhold gi dårlig liming og vedheft, med resultat steinløsning, redusert bestandighet og dårlig dekkelevetid.



Figur 6.29 For høyt bindemiddelinhold kan føre til blødning (t.v.) og for lavt bindemiddelinhold til steinlipp (t.h.) (Foto: Veiteknisk Institutt)

Kravene til hva som skal dokumenteres gjennom en proporsjonering vil kunne variere. I Statens vegvesens Håndbok N200 Vegbygging er det to hovedparametere i det ferdige dekket som det er satt krav til og som forutsettes ivaretatt ved proporsjoneringen:

- Hulrom
- Bitumenfylt hulrom (også kalt fyllingsgrad)

Definisjonene er som følger:

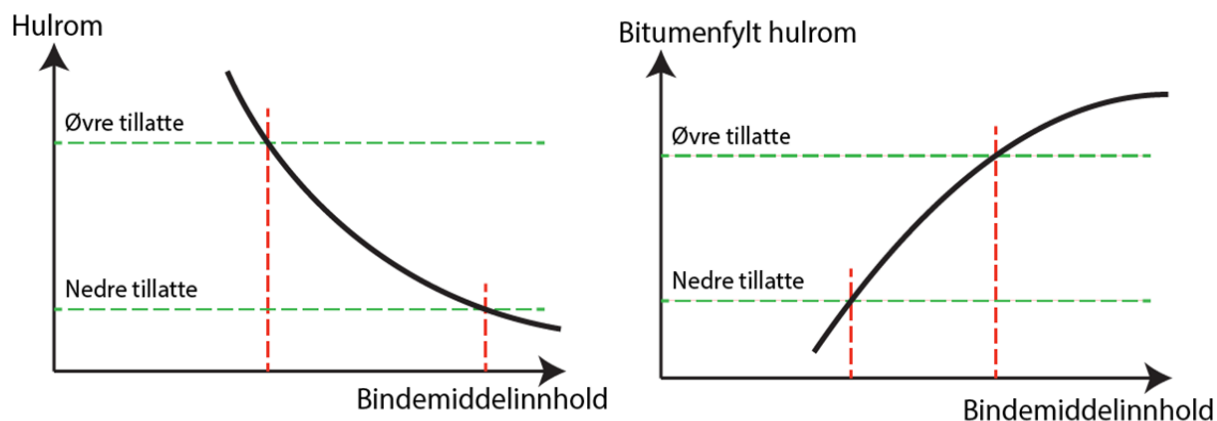
$$\text{Hulrom (\%)} = (\text{volum luftporer} / \text{totalt volum}) \cdot 100$$

$$\text{Bitumenfylt hulrom (\%)} = (\text{volum bitumen} / \text{volum (luftporer + bitumen)}) \cdot 100$$

Avhengig av bindemiddelinholdet i massen vil disse variere som vist i figur 6.28.

Hulrommet vil altså reduseres og det bitumenfylte hulrommet øke når bindemiddelmengden øker.

Optimalt bindemiddelinhold finnes ved å komprimere prøver med forskjellig bindemiddelmengde etter en gitt prosedyre (Marshall-metoden, se neste avsnitt), og deretter se ved hvilken bindemiddelprosent man best plasserer seg innenfor grenseverdiene for disse parameterne.



Figur 6.30 Optimalt bindemiddelinnhold finnes ved å proporsjonere massen med forskjellig bindemiddelmengde (Ill.: Marit Fladvad)

Marshall-metoden omfatter også et trykkforsøk av prøvene etter at de er komprimert, hvor man kan lese ut parameterne *stabilitet* og *flyt*. Disse var tidligere med i bestemmelsen av optimalt bindemiddelinnhold. Det var krav til dem i vegnormalene for enkelte normerte dekketyper, og verdiene skulle angis i arbeidsreseptene.

Statens vegvesen har ikke lenger med disse i sine kravspesifikasjoner i Håndbok N200 Vegbygging, men andre byggherrer kan fortsatt ha det. Mange entreprenører kjører Marshall-trykkforsøk for egen del for å få et bedre bilde på hvordan massen oppfører seg under belastning.

#### 6.4.4 Marshall-metoden

Metoden ble først beskrevet av Bruce Marshall ved Mississippi Highway Department i 1939, og senere videreutviklet av U.S. Army gjennom 2. verdenskrig, hovedsakelig for flyplassdekker.

Selv om nye funksjonsrelaterte metoder er tatt i bruk i senere år, er Marshall-metoden (ASTM D1559) antageligvis fortsatt på verdensbasis den mest brukte metoden for å vurdere stabiliteten til bituminøse masser.

Undersøkelsen går ut på å bestemme densitet, hulrom og stabilitetsegenskaper på en serie prøvelegemer som er laget i laboratorium ved en bestemt prosedyre. Ved å variere bindemiddelinnholdet i prøvene får man bestemt massens egenskaper som funksjon av bindemiddelinnholdet. Ut fra disse opplysningene bestemmes det optimale bindemiddelinnhold.

Metoden er først og fremst egnet for

- Varmblandede massetyper
- Masser med bitumen som bindemiddel
- Masser med maksimal steinstørrelse 25 mm
- Masser med relativt tett gradering i steinmaterialet

Framgangsmåten for å bestemme det optimale bindemiddelinnholdet ved Marshall-metoden er i store trekk som følger:

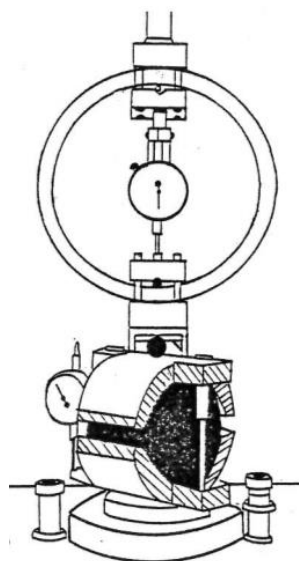
1. Det settes sammen tilslag til en serie prøvekluser, hver på ca. 1200 g. Materialsammensetningen skal være den samme som i den planlagte storskala produksjonen.

2. Det velges ut 5 forskjellige bitumeninnhold med intervall 0,5 %, slik at det antatt optimale ligger midt i variasjonsområdet. For å få en viss sikkerhet i resultatene lages det normalt tre prøveklosser for hvert bitumeninnhold.
3. Steinmaterial og bindemidler varmes opp til spesifisert temperatur, blandes godt og has over i en prøveform. Deretter komprimeres blandingen til en sylindrisk Marshall prøvekloss med diameter 10 cm (4 inches) etter standardisert prosedyre. Komprimeringen skjer i en fallhammermaskin med et lodd med vekt 4,5 kg (10 lbs) og fallhøyde 46 cm (18 inches). Først påføres 50 slag på en side, deretter snus prøven og nye 50 slag påføres den andre siden.
4. Den komprimerte prøven lagres ved romtemperatur i 24 timer.

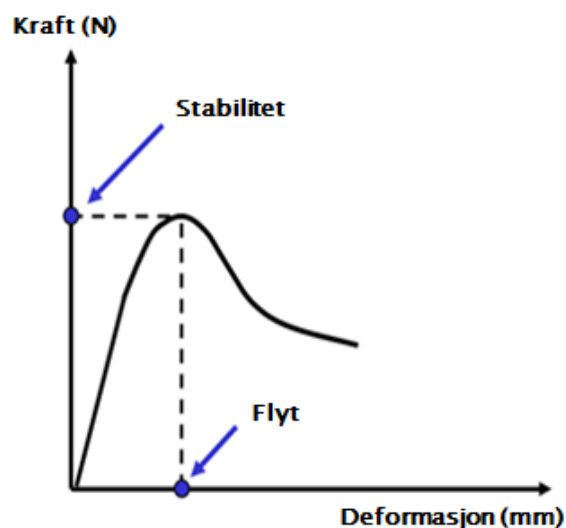


Figur 6.31 Apparat for komprimering av Marshall-prøver. Ferdig tillagede Marshall-klosser har typisk dimensjon  $d = 10$  cm,  $h = 6$  cm (Foto: Veidekke Industri)

5. Prøven veies i luft og neddykket i vann. Ut fra dette bestemmes volum og densitet. Med kjennskap til prøvens sammensetning og spesifikk densitet til alle delmaterialene (jfr. arbeidsresepten) kan så bl. a hulrom og bitumenfylt hulrom bestemmes (jfr. figur 6.30).
6. Prøven trykktestes i en spesiell Marshallpresse (se figur 6.32). Før testing skal prøvene være temperert i vannbad til 60 °C. Dette er valgt som standard ut fra en vurdering hva som kan være den mest kritiske sommertemperaturen med hensyn på stabilitet i USA. Testingen utføres ved at hver enkelt prøve presses sammen med en konstant hastighet på 5,08 cm/min (2 inch/min). Den maksimale kraften (N) som registreres under sammenpressingen er definert som prøvens *stabilitet*. Den sammenpressingen (mm) som opptrer idet maksimal kraft registreres kalles prøvens *flytverdi*. Dette er illustrert i figur 6.33.  
Forholdet mellom stabilitet og flyt (N/mm) kalles prøvens *stivhet*.



Figur 6.32 Marshall-presse; prinsippskisse (t.v.) og foto av utstyr (Foto: Veidekke Industri)



Figur 6.33 Resultat fra Marshall trykkforsøk (enkeltprøve), med avlesing av stabilitet og flyt

7. Etter at man på denne måten har testet hele spekteret av tillagde prøver, kan verdiene for bl. a hulrom, bitumenfylt hulrom, densitet, stabilitet og flyt tegnes opp som funksjon av bindemiddelinhold, jfr. figur 6.34.

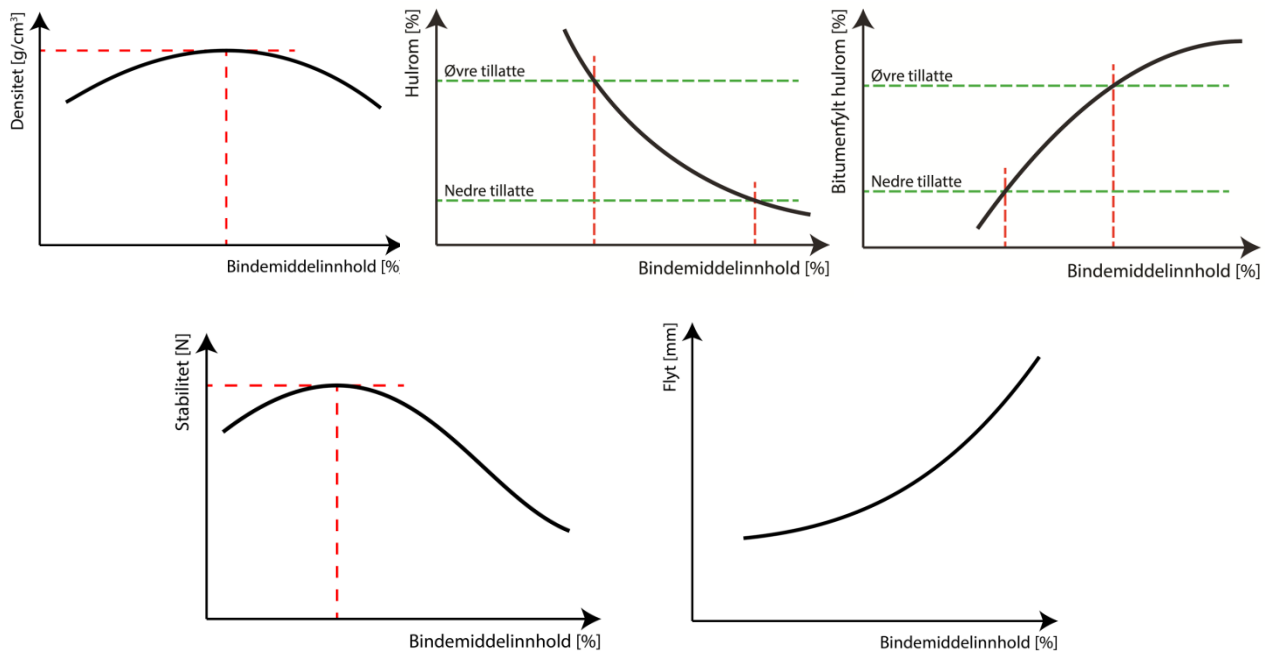
Ut fra dette kan man så vurdere hva som bør være det optimale bindemiddelinholdet.

Ved den opprinnelige Marshall-metoden ble optimal bindemiddeltilsetting bestemt som gjennomsnittet av følgende tre verdier;

- Det bindemiddelinholdet som gir maksimal densitet
- Det bindemiddelinholdet som gir maksimal stabilitet
- Det bindemiddelinholdet som gir et hulrom midt mellom grenseverdiene for vedkommende masses spesifisering

I Norge har man praktisert en viss modifikasjon av dette, da man har vurdert den opprinnelige prosedyren til å gi for magre og for lite holdbare dekker. På grunn av våre skiftende

klimaforhold, piggdekkbruk osv. har man ønsket et så høyt bindemiddelinnhold som mulig, uten at det går ut over stabilitets- og friksjonsforholdene.



Figur 6.34 Resultater fra en prøveserie i en Marshall-proporsjonering. Bestemmelse av henholdsvis densitet, hulrom, bitumenfylt hulrom, stabilitet og flyt som funksjon av bindemiddel-%. (Ill.: Marit Fladvad)

Som nevnt skal entreprenøren gjennom arbeidsreseptskjemaet dokumentere den aktuelle massen som skal produseres gjennom Marshall-resultater. Dette selv om Statens vegvesen pr dato (2015) bare setter krav til dokumentert hulrom og bitumenfylt hulrom for det optimale bindemiddelinnholdet. Statens vegvesen har av ulike årsaker gått bort fra krav til stabilitet, flyt og stivhet. I stedet ønsker man å innføre krav til mer funksjonelle laboratorieparametre som wheel track-deformasjon og slitasjeverdi fra Prall-testing (se kapittel 6.5).

Andre byggherrer (bl. a Avinor) stiller fortsatt krav til dokumentasjon av de tradisjonelle Marshall-verdiene stabilitet, flyt og stivhet.

## 6.5 Viktige dekkeegenskaper

### 6.5.1 Generelt

I Statens vegvesens Håndbok R610 «Standard for drift og vedlikehold av riksveger» /2/ er det formulert følgende overordnede krav til fast dekke på vegbane:

- Vegdekke/fast dekke skal sikre trafikantene god framkommelighet kombinert med sikker og komfortabel ferdsel.
- Vegdekke/fast dekke skal redusere nedbrytning av vegkroppen forårsaket av trafikk og klima/værforhold.
- Vegdekke/fast dekke skal ikke medføre forringelse av miljøet på vegen og i vegens omgivelser.
- Vegdekke/fast dekke skal ha jevn overflate, god friksjon, god slitasjemotstand, god lastfordelende evne, god vanntetningsevne og være frostsikker.

- Vegdekke/fast dekke (slitelag/bindlag) på bru skal beskytte underliggende fuktisolering og bruplate mot mekanisk påkjenning.

Med litt andre ord: Vegdekke/fast dekke skal ha slitestyrke og motstand mot deformasjon tilpasset aktuelle værforhold, trafikkforhold og vegoverbygning/undergrunn. Geometrisk utforming og overflateegenskaper skal være tilpasset trafikken, kjørefart og krav til miljøforhold i vegens nærhet (støy, støv, vannavrenning).

For å tilfredsstille kravene til både vegholder, trafikanter og naboer er det nødvendig å balansere ut egenskapene slik at man får et optimalt resultat.

Det er i det følgende knyttet noen ekstra kommentarer til de viktigste tilstandskrav for dekkeoverflaten.

### 6.5.2 Spor og deformasjoner

På store deler av vegnettet er sporutviklingen den viktigste årsak til at asfaltdekkene må fornyes. Utløsende krav til spordybde på riksveger er henholdsvis 25 mm (ÅDT 0-5000) og 20 mm (ÅDT > 5000). /2/

Dype spor kan være svært trafikkfarlige, spesielt i forbindelse med regn (vannplaning, vannsprut). Det vanskeliggjør også annet vedlikehold (snø-/isfjerning m m). Piggdekkslitasjen medfører også miljøproblemer gjennom støv og skitt langs vegene.

Det skilles vanligvis mellom tre hovedtyper spordannelser:

- slitasjespor (forårsaket hovedsakelig av piggdekk)
- spor på grunn av sammentrykking (etterkomprimering)
- spor på grunn av skjærdeformasjoner (sideveis forskyvninger av massen)

Ofte vil årsaken til spordannelsen på en veg være sammensatt, som vist i figur 6.35. Noe kan skyldes deformasjoner og setninger i underliggende lag, mens noe kan skyldes direkte slitasje av asfalten på grunn av piggdekk.

#### *Piggdekkslitasje*

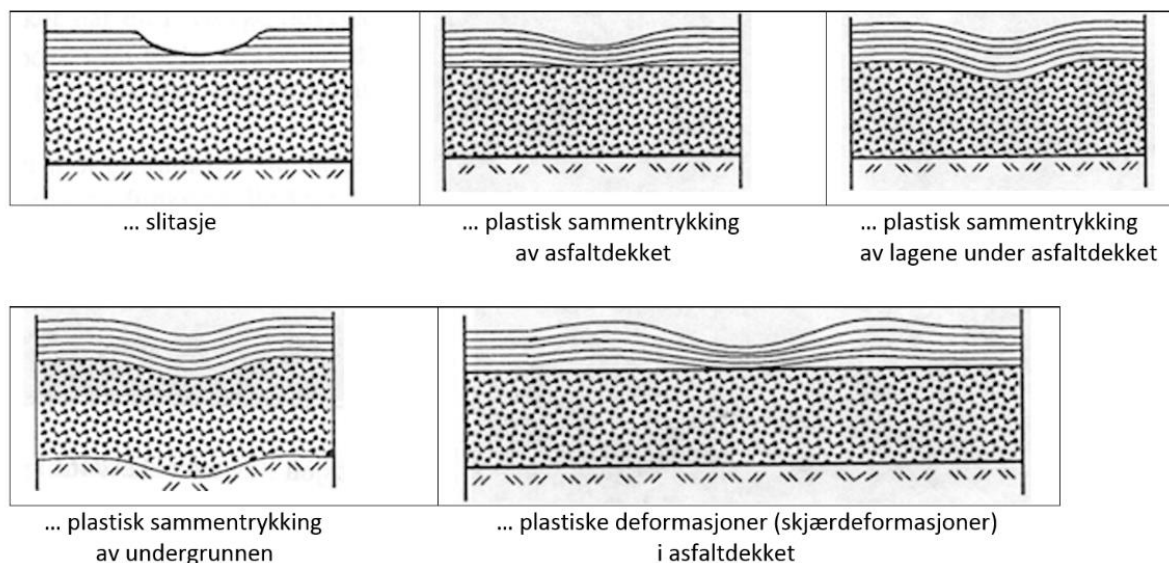
På 1980-tallet regnet en med at et lett kjøretøy med piggdekk slet bort ca. 20 gram asfalt per km og et tungt kjøretøy med piggdekk 100 gram. Utover på 1990-tallet ble mindre og lettere pigger introdusert samtidig som bruken av piggfrie vinterdekk økte. Selv om piggdekk fortsatt er utbredt steder i landet er bruken av piggfrie dekk nå det normale i mange områder. Dette har gitt seg utslag i at dekkelevetiden, særlig på høytrafikkveger, har økt. For eksempel har dekkelevetiden på E18 ved Sjølyst i Oslo økt fra 2-3 år på 1990-tallet til ca. 7 år i dag.

Slitestyrken til et asfaltdekke er dels avhengig av steinens egenskaper, dels av mørtelens egenskaper og dels av samvirket mellom disse. Klimaforhold vil også virke inn. Ved lave temperaturer vil bindemidlene bli sprø, og stein kan derfor lettere bli revet løs fra dekket.

Slitasjemekanismen er grovt illustrert i figur 6.37. Personbilpigger synes først og fremst å fjerne mørtel og å slipe bort steinmaterialer, mens pigger og kjettinger på tunge kjøretøyer i tillegg vil knuse ned blottlagte steiner i asfalten.



Sporet skyldes ....

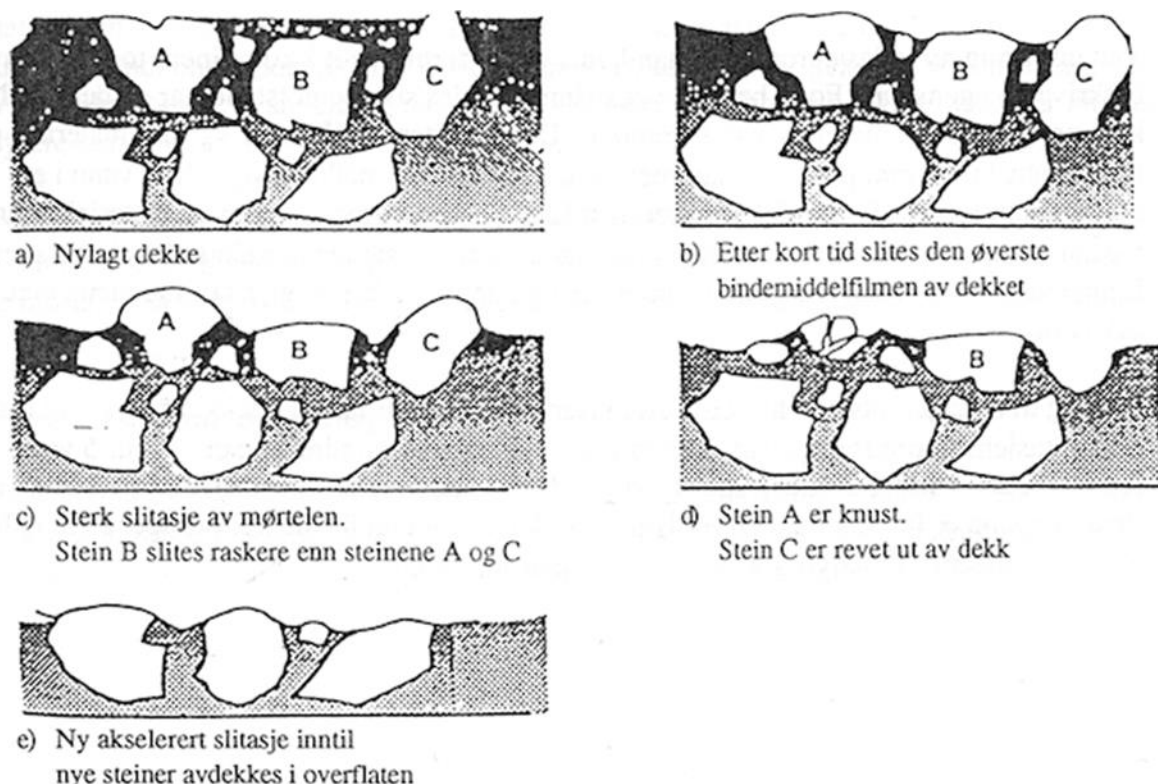


Figur 6.35 Ulike former for spordannelse

Slitasjen vil normalt være størst den første vintersesongen, da slites det bort mye mørtel. Etter hvert som det grove steinmaterialet blottlegges vil slitasjen gå langsommere. Når spordybden begynner å nærme seg dekketykkelsen, kan slitasjen igjen akselerere fordi de underste steinene rives bort. Det videre slitasjeforløpet vil deretter være avhengig av underliggende materialer.



Figur 6.36 På mange veger utløses krav til dekkefornyelse av piggdekksslitasje (Foto: Statens vegvesen)



Figur 6.37 Illustrasjon av slitasjemekanismen på et asfaltdekke /13/

For å kunne sette relevante krav til steinmaterialets slitasjeegenskaper har en i Norden kommet frem til en felles test, Nordic Abrasion Test, populært kalt «kulemølle», jfr. kapittel 6.2.

I tillegg til slitasjemotstand har også størrelsen på steinmaterialene i dekket betydning for piggedekkslitasjen. Store steiner slås ikke så lett i stykker som mindre. En 16 mm-stein har typisk en slitasjemotstand som er ca. dobbelt så stor som en 11 mm-stein.

Mørtelen (blandingen av bindemiddel og finstoff) har normalt betydelig mindre slitestyrke enn de grove steinmaterialene. Mørtelens oppgave er å sikre en best mulig omhylling og sammenbinding av steinmaterialene samt dempe slagpåkjenningene på dekket. Mørtelen bør derfor beholde en viss mykhet selv ved lave temperaturer, uten at dette går på bekostning av stabiliteten ved høye temperaturer.

Dette er en vanskelig balansegang, men ved bruk av polymermodifiserte bindemidler kan en lage dekker som er relativt myke og fleksible ved lave temperaturer samtidig som de har god stabilitet ved høyere temperaturer. Kostnadene ved bruk av polymermodifiserte bindemidler kan som regel forsvares ved den høyere dekkelevetiden som oppnås.

Høyt hulrom i asfaltdekket gir dårlig slitasjemotstand. Det er en av grunnene til at det er satt krav til maksimalt hulrom for tette asfaltmasser.

Kreftene som overføres mellom bil og veg vil naturlig virke inn på slitasjen på vegdekket. Slitasjen øker med økende stigning på vegen. Minst slitasje vil en ha når bilene ruller i slak nedoverbakke uten bruk av verken bremse- eller drivkrefter. Akselerasjon og oppbremsing vil ha stor betydning for slitasjen i for eksempel vegkryss.

I kurver vil slitasjen bli størst under ytre hjul i forhold til svingeretningen. Også på rettlinje vil slitasjen være avhengig av kjøretøyets bredde og førerens sporvalg. På mange norske veger, der skulderbredden er smal, vil spredningen av kjøretøyene over vegbanen begrenses, noe som fører til økt sporslitasje.

Kjørefarten har stor innvirkning da slagenergien til piggene øker med kvadratet av kjørefarten. Dette var en av grunnene til at Østerrike i sin tid innførte redusert fartsgrense for kjøretøyer med piggdekk.

### ***Deformasjoner***

Problemet med piggdekksslitasje har i mange år overskygget problemstillingen med spor som er forårsaket av deformasjon av asfaltdekket, men med den gradvis reduserte piggdekkandelen har asfaltdekkenes deformasjonsegenskapet blitt stadig viktigere for dekkelevetiden.

*Initialsporene* som inntreffer på et nylagt dekke når trafikken settes på før tilstrekkelig avkjøling har funnet sted, er en betydelig bidragsyter til plastisk sammentrykking og redusert dekkelevetid. Initialsporene er paradoksalt nok vanskeligst å unngå på de høytrafikkerte vegene, fordi entreprenøren må legge dekket på natten og sørge for åpning tidlig på morgenen, kanskje før dekket er tilstrekkelig avkjølt til å tåle trafikken. Initialspor på 5-7 mm er ikke uvanlig, og omsatt til dekkelevetid betyr det at 25 % av tillatt spordybde faktisk kan være mistet samme dag som vegen settes under trafikk.

På lavtrafikkerte veger benyttes ofte myke bindemidler for å oppnå så fleksible dekker at de kan oppta de bevegelser som opptrer i vegkonstruksjonen. Men dette gjør at selv disse dekkene kan være utsatt for deformasjon og spordannelse hvis de legges ut i tykke lag.

De plastiske deformasjoner som oppstår i et asfaltdekke er både avhengig av faktorer knyttet til selve dekket (sammensetning, bindemiddel mv) og av ytre påvirkninger fra trafikk og klima.

Når det gjelder klima er temperaturen den viktigste bidragsyteren. Mens det er lite eller ingen deformasjonsproblemer ved temperaturer under ca. 20 °C, kan deformasjonene øke med en faktor på 100 når temperaturen kommer opp i 50 °C.

At trafikkbelastningen har betydning for deformasjoner ser en på bussholdeplasser og i bussfelt og der en har en stor andel tungtrafikk. Både aksellasten og ringtrykket har betydning for de opptredende spenningene i dekket. I tillegg kan også her nevnte effekter som bremsing og akselerasjon samt vegens geometri spille inn.

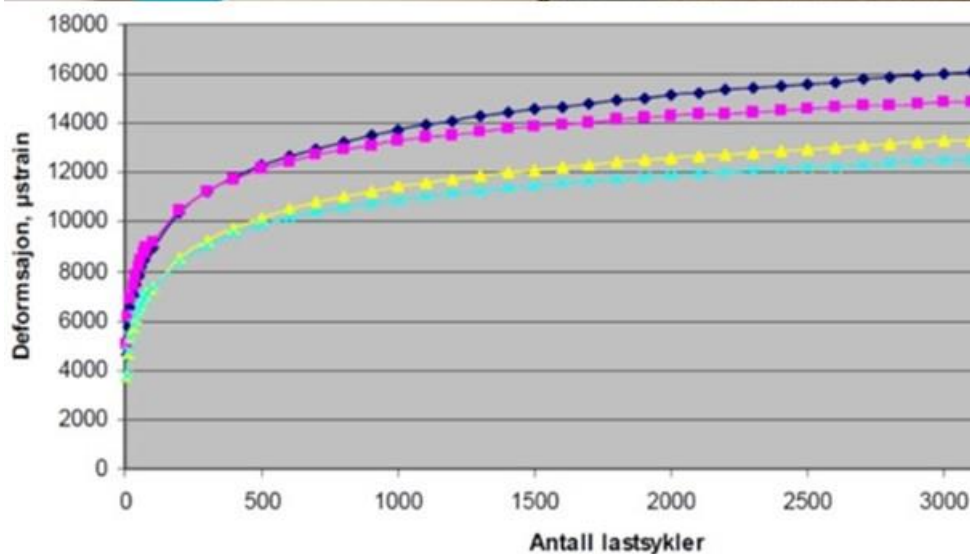
### ***Laboratorieprøving***

#### ***Deformasjon***

Marshall-metoden (se kapittel 6.4) var lenge den vanlige måten å vurdere et asfaltdekkets deformasjonsegenskaper, beskrevet gjennom verdiene for stabilitet og flyt fra Marshall-trykkforsøket. Metoden har imidlertid vist seg å ha mange svakheter, bl. a er den ikke egnet for mange av de nyere asfalttypene som er tatt i bruk i senere år.

Man ønsker nå å komme mer over på funksjonelle testmetoder, dvs metoder som i størst mulig grad er relevante for/ligner på de påkjenninger asfaltdekket møter ute på vegen.

Et asfaltdekkets motstand mot deformasjon undersøkes nå gjerne gjennom et Wheel track-forsøk. Denne metoden anses å gi en realistisk simulering av forholdene på veg. I henhold til europeisk standard utføres testen ved at et hardt og kompakt 5 cm bredt gummi hjul ruller 20 000 ganger frem og tilbake over en 30 x 60 cm asfaltplate (med tykkelse 5 cm) temperert til 50 °C, se figur 6.38. Metoden egner seg godt til sammenligning og rangering av asfaltmaterialer.



Figur 6.38 Deformasjonsforsøk ved hjelp av Wheel track; øverst eksempel på utstyr, nederst eksempel på resultatplott av deformasjonsutvikling (Foto Mona Teigen, NCC)

### Slitasje

I Norden har vi de senere årene testet et dekkets motstand mot piggdekkslitasje gjennom Pralltesten. Her utsettes en borprøve fra veg med diameter 10 cm, eventuelt en tilsvarende laboratorie-tillaget prøvekluss (Marshall-kloss), for gjentatt slagpåvirkning fra stålkuler. Stålkulene er tenkt å simulere slagpåvirkningen fra piggdekk. Apparatur og prosedyre er vist i figur 6.39. Resultatene angis som Prallverdi.

**Prallverdi** = bortslitt volum asfalt i løpet av forsøket (cm<sup>3</sup>)



950 slag i minuttet  
15 minutter  
40 stålkuler  
5 °C

Figur 6.39 Prall-apparat for slitasjetesting av asfalt. Nederst prøveklosser før og etter forsøk (Foto: Statens vegvesen)

### 6.5.3 Sprekker og krakelering

Gjentatte belastninger på et asfaltdekke vil til slutt føre til sprekkdannelser. Sprekkdannelsene kan være klimainduserte (f.eks. telesprekker) eller trafikkinduserte (f.eks. utmatting).

#### *Langsgående sprekker*

Langsgående sprekker gir seg ofte til kjenne som

- telesprekker
- dårlige/åpne asfaltskjøter
- sprekker mellom uensartet overbygning/underbygning (f.eks. ved breddeutvidelser)



Figur 6.40 Langsgående telesprekker (Foto: Statens vegvesen)

### **Tversgående sprekker**

Sprekker på tvers av vegen ses ofte i forbindelse med

- lavtemperatursprekker
- telebevegelser
- stikkrenner/underganger o l.
- underliggende betongdekke eller sementstabilisert bærelag



Figur 6.41 Tverrsprekker pga. lav vintertemperatur, Finnmark (Foto: Eivind Andersen)

Lavtemperatursprekker er et spesielt fenomen som oppstår på grunn av at sammentrekningen av asfaltdekket i sterk kulde overstiger dekkets strekkstyrke. Dette gjør at dekket sprekker opp på tvers, gjerne karakterisert med en jevn avstand mellom sprekkeene langsetter vegen, jfr. figur 6.41. Temperatursprekker kan til en viss grad motvirkes ved valg av mykt/elastisk bindemiddel, gjerne polymermodifisert bitumen (PMB).

Standardkravene i Håndbok R610 /2/ sier at sprekker med bredde over 20 mm skal tettes i løpet av en uke, mens sprekker med bredde 10-20 mm normalt skal være tettet i løpet av fire uker.

### **Krakelering**

Krakelering er en tette mønstret oppsprekking som i formen ofte kan sammenlignes med krokodilleskinn (engelsk: *alligator cracking*). Årsakene kan være

- dårlig bærelag (vannfølsomt, finstoffrikt)
- for liten overbygningstykkelse
- utmatting
- aldring, uttørking

Tynt og aldret, sprøtt asfaltdekke kan også gi slike utslag, gjerne i kombinasjon med et svakt underlag. Oppsprekkingsmønsteret er vanligvis en god indikator på hvor årsaken ligger. Jo mer finrutet oppsprekkingen er, jo høyere oppe i konstruksjonen ligger materialene som svikter. Ofte er krakelering et tegn på dårlig bærelag.

### **Utmatting**

Utmattingssprekker («trettetsbrudd») oppstår under gjentatte belastninger, hvor hver enkelt strekkspenning er mindre enn materialets strekkstyrke. Det er samme mekanisme som når vi bøyer en ståltråd fram og tilbake for å få den til å gå av.

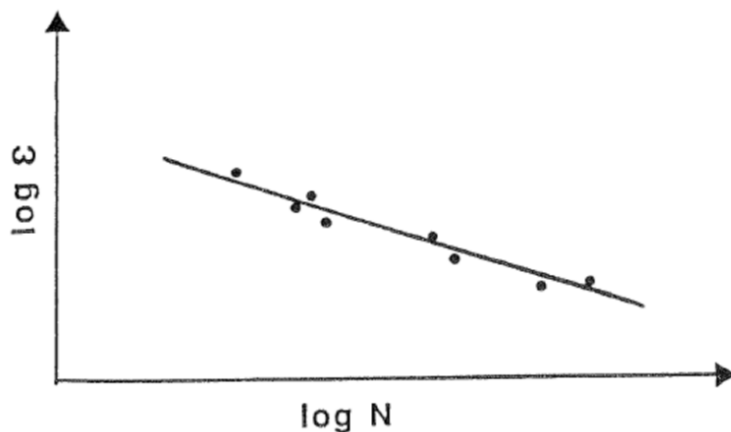


Figur 6.42 Gammelt, krakelert dekke med dårlig bærelag under /3/

Som vist i figur 6.43 er det en direkte sammenheng mellom påført tøyning under hver enkelt belastning ( $\epsilon$ ) og antall belastninger til brudd oppstår ( $N$ ). Hvis hver enkeltbelastning er stor, dvs forårsaker en stor deformasjon, tåles færre repetisjoner før bruddlinjen nås og sprekk oppstår. Igjen referer til ståltråden; jo større utslag, jo færre bøyninger før tråden går til brudd.

Utmattingslevetiden til et asfaltdekke vil påvirkes av en rekke faktorer; vegens oppbygning (tykkelse og lastfordelende evne), grunnens bæreevne, antall aksler, aksellast, hjulkonfigurasjon og dekktrykk (kontakttrykk). For tynne asfaltlag er det særlig kontakttrykket som er viktig for utmattingen, mens aksellast og hjulkonfigurasjon er av større betydning for tykkere asfaltlag.

En utmattingsprekk kan initieres i underkanten av asfaltlagene, i grensen mellom ulike asfaltlag, eller i overflaten på asfalten på sidene av bildekket.



Figur 6.43 Typisk sammenheng mellom tøyning og antall lastvekslinger til brudd for en Ab (asfaltbetong)

Utmattingsforsøk utføres vanligvis ved spesiallaboratorier, da det kreves relativt avansert utstyr. Det samme gjelder utstyr for testing av lavtemperatur-oppsprekking.

I mangel av slike fasiliteter er det viktig å tenke på hvilke faktiske trafikk- og klimapåkjenninger

som asfaltdekket vil møte, og prøve å ta mest mulig hensyn til dette i materialvalget (vedrørende proporsjonering, se kapittel 6.4).

### ***Slaghull***

Slaghull kan i mange tilfeller sies å være «siste fase» av oppsprekking og krakelering, men kan også oppstå som enkeltstående skader på dekket. Slaghull har i den sammenheng ofte sin årsak i manglende kvalitet i utførelsen:

- inhomogent dekke, separasjon
- utilfredsstillende skjøter
- mangelfull klebing/vedheft
- for lav temperatur ved utlegging
- tykkelsesvariasjoner i dekket



*Figur 6.44 Slaghull i asfaltdekker er ikke noe uvanlig syn /3/*

Også her kommer skadene ekstra fort til syne hvis det inhomogene og/eller tynne dekket er i kombinasjon med lokale svakheter i underliggende lag.

I henhold til Håndbok R610 skal hull i asfaltdekker med diameter over 10 cm være reparert i løpet av en uke.

### **6.5.4 Aldring**

Med begrepet aldring mener vi utvikling av overflateskader som steinslipp og forvitring, og i neste omgang oppsprekking. Denne prosessen kan for en stor del knyttes til endringer i bindemidlets egenskaper. Det finnes laboratorimetoder som kan avdekke ulike aldringsegenskaper for ulike bindemidler.

I tillegg til at det er viktig å gjøre riktig valg av bindemiddeltype ut fra lokale forhold må man også være obs på hvordan selve produksjonen på asfaltfabrikken foregår. Allerede før asfalten har kommet ut på vegen kan det skje en betydelig aldring, og tap av dekkelevetid.

Dette er nærmere omtalt i kapittel 6.1.





Figur 6.45 En veg kan også «aldres med verdighet», og fortsatt tjene sin funksjon (Foto: Statens vegvesen)

### 6.5.5 Friksjon

#### *Generelt*

Det generelle kravet til friksjon på norske asfaltdekker er en friksjonskoeffisient  $\mu$  større enn 0,40 (ved 0,5 mm vannfilm). På veger med tillatt hastighet høyere enn 80 km/t bør friksjonskoeffisienten være over 0,50. /2/

Friksjon på veg kan måles med forskjellige typer utstyr/metoder. Dette er nærmere beskrevet i kapittel 8.

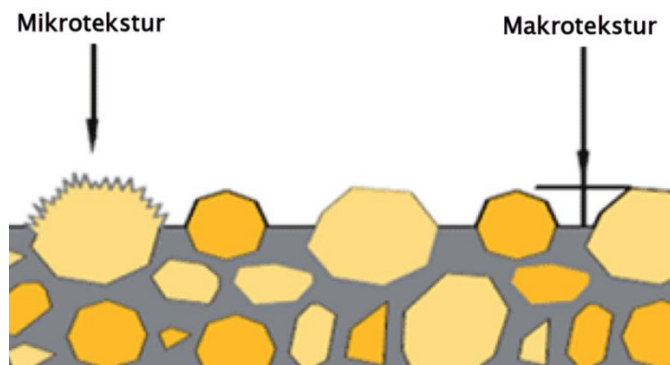
På tørre vegdekker vil som regel friksjonskravet være oppfylt, og nivået varierer lite fra dekketype til dekketype. Men ved våt vegbane kan variasjonen mellom ulike dekketyper bli stor og enkelte dekker kan få svært lav friksjon.

Nylagte asfaltdekker kan ofte få partier med mye bindemiddel (blødning) på dekkeoverflaten. Ved våt vegbane kan disse bli svært glatte. Det er entreprenørens ansvar å vurdere om friksjonsegenskapene på et nylagt dekke er tilfredsstillende, og ved tvil skal målinger gjennomføres. Entreprenøren forutsettes å ha en beredskap for å sikre seg mot lav friksjon, og ved behov kunne foreta rask avstrøing med asfaltert finpukk, tørket sand eller lignende.

Både mikrotekstur (bølgelengder 0-0,5 mm) og makrotekstur (bølgelengder 0,5-50 mm) innvirker på friksjonen.

Makrostrukturen bestemmes først og fremst av dekketypen og av tilslagets sammensetning. God makrostruktur er avhengig av optimal steinstørrelse, korngradering, bindemiddel og hulrom.

Mikroteksturen er bestemt av steinmaterialets mineralske oppbygging og krystallstruktur.



Figur 6.46 Både mikro- og makrostruktur innvirker på et asfaltdekkets friksjonsegenskaper (Ill.: DCP Airports)

### Polering

Tradisjonelt har piggdekkbruk om vinteren bidratt til at lav friksjon ikke har vært noe stort tema på norske vegdekker sommers tid. Piggdekkene «rubber» opp steinmaterialet i toppen slik at dekkeoverflaten gjennom vintersesongen opparbeider en tilfredsstillende ruhet og friksjon. I de senere årene har redusert bruk av piggdekk endret dette bildet en god del. I stedet for en opprulling av tilslaget får vi nå i økende grad det stikk motsatte, en polering av steinoverflaten fra piggfrie vinter- og sommerdekk. Dette påvirker friksjonen klart negativt, avhengig av type steintilslag i asfalten. Særlig utsatt er høytrafikkerte veger, krappe kurver og rundkjøringer.

Steinmaterialenes motstand mot polering uttrykkes ved PSV (Polished Stone Value), se kapittel 6.2. Motstanden mot polering er avhengig av steinmaterialenes oppbygning og mikrostruktur. Harde og homogene bergarter har ofte ugunstig mikrostruktur med tanke på polering og redusert friksjon, men samtidig har disse ofte god slitastyrke.

Det ideelle er derfor å finne frem til steinmaterialer med gunstig mikrostruktur, men samtidig høy slitestyrke.

### Sesongvariasjoner

Måler man friksjonen på et vegdekke over tid avdekker man ofte store sesongmessige variasjoner. Her spiller flere forhold inn. Som allerede nevnt forårsaker økende bruk av piggfrie vinterdekk mindre oppruing av dekket i vinterhalvåret, noe som igjen gir lavere friksjonsverdier på sommeren.

Temperaturforskjeller har også betydning, og da særlig for mykheten på bindemidlet. Blødningstendens og dermed fare for glatt overflate øker med varmen utover sommeren. I løpet av en sommer tilføres også vegen pollen i store mengder. Etter lange tørrværsperioder med lite vasking av kjørebanelen kan dette bidra til at friksjonen blir lav. Hele sommersesongen poleres også asfaltdekket av bilhjulene.

Alt dette i sum gir en varierende bar-friksjon over året. Friksjonen er ofte på sitt laveste i september, og øker igjen i oktober og november når/hvis piggdekkene kommer på.

### 6.5.6 Støy-/akustiske egenskaper

Vegdekker med gode akustiske (støysvake) egenskaper blir stadig mer etterspurt, også i Norge. Aktuelle støysvake vegdekker er

- tynndekker
- ordinære dekketyper med lav  $d_{max}$  (f eks Ab 6, Ska 8)

- porøse dekker (drensasfalt)

Porøse dekker fungerer best på veier med hastigheter > 70 km/t. Man vil da ha en viss selvrensende effekt fra trafikken, og porene holder seg lenger åpne. Det bør være fri avrenning gjennom dekket og ut til siden (dvs. ikke gateprofil med kantstein). Disse asfaltdekkene gir også en ekstra trafikksikkerhetsgevinst ved våt veg/regnvær pga. mindre sprut («splash and spray»).

For norske forhold har det imidlertid vist seg at funksjonell akustisk levetid på porøse dekker er et problem. Piggdekkslitasje og vintervedlikehold gir rask gjentetting av porestrukturen og rask reduksjon av de støydempende egenskapene. Ulike tiltak for å reversere dette har vært forsøkt (høytrykksspyling, blåsing, suging), men oftest uten særlig god og varig effekt.

Dette gjør at man på veier med lavere hastighet og der det er kantstein, bør bruke f.eks. Ska 8 eller Ab 8. Dette er litt mer finkornige dekker enn det som normalt brukes, og som derfor gir en viss støyreduksjon. For å oppnå en tilfredsstillende slitestyrke er det viktig å bruke sterke steinmaterialer i hele kornkurven (også 0-4 mm fraksjonen) og helst polymermodifisert bindemiddel (PMB).

Står valget mellom en 11-masse eller en 16-masse bør 11-massen velges om man ønsker å vektlegge støyaspektet.

### **6.5.7 Lystekniske egenskaper**

Lyshet er dekkets evne til å reflektere lys. Gode lystekniske egenskaper avhenger av lysheten på steinmaterialene i asfaltdekket, overflateteksturens evne til å reflektere lyset, samt dekkets evne til å holde seg tørt.

For asfaltdekker i tunneler og på andre veier hvor det er behov for gode siktforhold, er det spesielt fordelaktig med lyst tilslag og gode lysreflekterende egenskaper. Dette kan også redusere behovet for vegbelysning.

Ved behov for forbedring kan en enkel overflatebehandling med lys finpukk være aktuelt tiltak.

### **6.5.8 Andre miljøegenskaper**

Det har de siste årene blitt stadig større fokus på miljøkonsekvenser av biltrafikken. Herunder kommer også forventninger om hva man framover bør vektlegge mer ved valg av vegdekker. Akustiske egenskaper er nevnt, men andre miljøhensyn kan også bli sterkere vektlagt:

- Støv og luftproblematikk  
Stadig flere byer og tettsteder har periodevis problemer med å oppfylle myndighetenes krav til luftkvalitet. I allfall deler av dette problemet er relatert til svevestøv fra asfaltdekker (hovedsakelig med bakgrunn i piggdekkslitasje).
- CO<sub>2</sub>-utslipp, rullemotstand  
Spørsmål rundt hvordan vegforvalterne kan bidra til å redusere klimagassutslippene blir stadig mer aktuelle. Redusert rullemotstand er ofte nevnt som et mulig effektivt bidrag for å minske trafikantenes drivstofforbruk og dermed avgassutslipp.

Det pågår for tiden mye forskning rundt disse spørsmålene, med formål å komme fram til vegdekker som bedre kan tilfredsstille økende miljøkrav. Utfordringen er at slike egenskapskrav ofte kommer i konflikt med andre viktige funksjoner som for eksempel god slitasje- og deformasjonsmotstand.

Det å sette sammen optimale asfaltdekker er en utfordrende oppgave, med mange kryssende hensyn.

## 6.6 Dekketyper

### 6.6.1 Innledning

Når det legges nye asfaltdekker på norske veger blir asfalten produsert på en av de omlag hundre asfaltfabrikkene vi har i landet. De fleste asfaltdekker som legges på riks-, fylkes- og kommunale veger blir bestilt ut fra de normerte dekketyper som er beskrevet i vegnormalene for vegbygging, Håndbok N200 /1/. Det vil si at entreprenøren blir bedt om å legge en viss dekketype med de kvalitetskrav som er beskrevet.

Generelt gjelder at med økende trafikkmenge stiger kravene til både steinmateriale (slitestyrke, hardhet, knusingsgrad m m) og bindemiddel (bitumentype, mengde, hardhet m m).

Håndbok N200 beskriver mange ulike dekketyper (jfr. figur 4.20). Det store volumet dekkes imidlertid av noen få dekketyper, og det er disse som er vektlagt i dette kapitlet.

Da dekkeleggingen på det norske vegnettet for alvor startet på 1950- og 1960-tallet ble *oljegrus* og *Ottadekker* ofte valgt. Dette var enkle dekker som var utviklet for nordiske forhold, og som egnet seg godt når man skulle gjøre om grusveger til veg med fast dekke.

Oljegrus sørget for at norske grusveger kunne få sitt første svarte dekke. Massen ble produsert i enkle små verk med vegolje som bindemiddel. På grunn av det myke bindemidlet kunne oljegrusen blandes ved en lavere temperatur enn andre verksblandede masser, slik at energikostnadene kunne holdes nede. Krav til steinmaterialene var heller ikke strenge. Oljegrus var i utstrakt bruk frem til ca. 1975. Fra 1965 ble også Ottadekker (en type overflatebehandling) mye brukt i et par tiår.

I Norge er oljegrus og Ottadekker i dag for en stor del erstattet av *mykasfalt*.

### 6.6.2 Dekker produsert på vegen

#### *Overflatebehandlinger*

I korthet består en overflatebehandling av at et bindemiddel blir sprøytet ut på vegen med etterfølgende spredning av et ensgradert steinmateriale (pukk eller grus). Steinmaterialet vales så ned i bindemidlet, før eventuell overskuddsstein kastes vekk. Det er viktig at mengde bindemiddel og steinmateriale er godt tilpasset hverandre. For lite bindemiddel vil gi et dårlig dekke med mye løs stein (fare for steinsprut etc), mens for mye bindemiddel vil gi blødninger. Metoden ble tidlig populær fordi den ga et rimelig dekke. I Norge var den mye brukt i perioden 1965-1985.

#### *Overflatebehandling med grus, enkel (Eog)*

Denne metoden ble utviklet etter forsøk i Ottadalen rundt år 1965, og har dermed fått betegnelsen Ottadekke. Dekket ble produsert på vegen ved at et lag med bitumen ble sprøytet på det avrettede grusdekket. Et nytt lag med grus – ofte naturgrus – ble så valset inn i bindemidlet. Rett etter produksjon lignet vegen på en grusveg, men etter at trafikken i noen uker fikk knadd grusen ned i bindemidlet utviklet dekket seg til et ca. 20 mm tykt «asfaltdekke».

I Ottadekker har det blitt brukt gradert tilslag (for eksempel 4/11 mm eller 0/16 mm), dvs. med eller uten frasortering av nullfraksjonen. Myke bindemidler er helt avgjørende, og bitumenemulsjon er normalt brukt.

Trafikken vil ta seg av den siste valsingen, og etter noen uker vil det være vanskelig å skille Ottadekket fra et tradisjonelt verksblandet dekke på utseendet. Man må akseptere noe flekkvis

blødning – noe som er et sunnhetstegn – ellers er det brukt for lite bindemiddel. Dekket er derfor lite egnet i tettbygd strøk på grunn av bitumensøl. En må normalt også regne med noe steinsprut den første tiden.

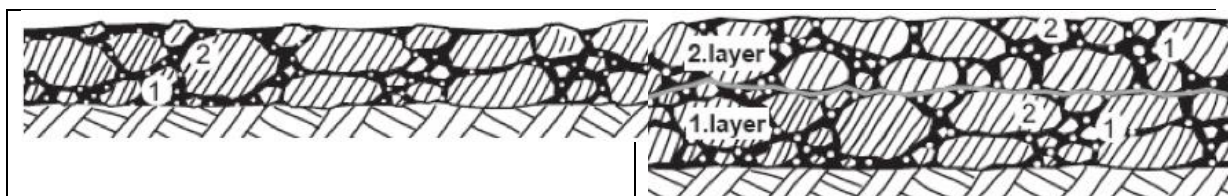
Etter at dette konseptet utpå 1980-tallet hadde utspilt sin største rolle i Norge, tok norske vegingeniører det med seg til Afrika og Sør-Amerika som et godt egnet og billig lavtrafikkdekke. Et godt eksempel er Botswana, der teknikken bidro til at landets grusveger fikk sine første faste dekker. Eog dekket etter hvert 35 % av det asfalterte vegnettet i landet (2300 km av 6600 km).



Figur 6.47 Ottadekke (Otta Seal) under utlegging i Botswana (foto: Rolf Johansen)

#### Overflatebehandling med grus, dobbel (Dog)

Overflatebehandling kan også legges i to omganger, slik at dekket blir mer robust. Det er da viktig at det første laget er godt bundet til underlaget før annen gangs behandling. Ofte lar man det gå minst ett år mellom legging av 1. og 2. lag.



Figur 6.48 Enkel (t.v.) og dobbel (t.h.) overflatebehandling med grus

#### Overflatebehandling med pukk (Eo og Do)

Overflatebehandling med pukk, i dagligtale bare overflatebehandling, er i likhet med Ottadekke et dekke som er produsert på vegen ved at det først sprøytes ut et bindemiddel på vegbanen som deretter avstrøs. Men her skal det strøs av med et ensgradert, knust steinmateriale. De anbefalte steinsorteringene er 8/11 ev. 4/8 eller 11/16. Materialkravene for øvrig er vist i figur 6.49.

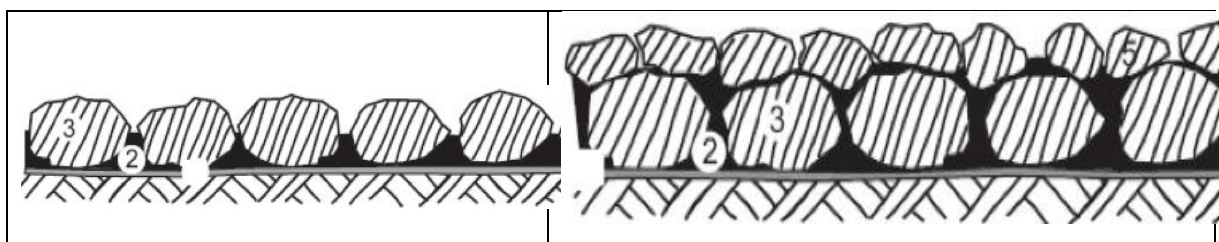
Som for overflatebehandling med grus kan dette gjøres i ett eller to lag.

Dobbel overflatebehandling som legges med 6 mnd. eller mer mellom lagene kan betraktes som to enkle overflatebehandlinger. Dersom lag 2 legges etter kortere tid bør det være et sprang i standard steinsortering for lagene (mindre steinstørrelse i andre omgang), slik at lag 2 virker som en forkiling.

Materialer	ÅDT	Materialkrav		
		≤ 300	301 - 1500	1501 - 3000
<b>Stein</b>				
Flisighetsindeks		≤ 25	≤ 25	≤ 25
Los Angeles-verdi		≤ 30	≤ 30	≤ 30
Mølleverdi				≤ 14
Andel knuste korn		C <sub>90/1</sub>	C <sub>90/1</sub>	C <sub>90/1</sub>

Figur 6.49 Krav til delmaterialer for overflatebehandlinger (Eo/Do) /1/

Steinmengden som strøs ut skal tilpasses slik at steinmaterialet ikke løsner, og slik at ikke blødninger oppstår (se figur 6.50). Riktig dosert vil bindemiddelet (2) gi god omhylling og feste til steinmaterialet (3), men helst uten å få bindemiddelet på overflaten.



Figur 6.50 Enkel (t.v.) og dobbel (t.h.) overflatebehandling med pukk



Figur 6.51 T.v. nærbilde av overflatebehandling, Eo (foto: Veidekke). T.h. nylagt Eo på fv. 343 ved Matrand i Hedmark 2007 (foto: Harald Libæk)

### 6.6.3 Dekker produsert i asfaltfabrikker

#### Myke kontra stive dekketyper

Dimensjoneringsstabellen for vegdekker (se figur 6.52) skiller mellom myke og stive slitelag. Myke slitelag (i praksis ofte mykasfalt, Ma) er aktuelle på lavt og middels trafikkerte veger (ÅDT < 3000).

Stive slitelag vil i de fleste tilfeller være asfaltgrusbetong (Agb), asfaltbetong (Ab) eller skjelettasfalt (Ska). Stive dekketyper kan brukes for alle trafikklasser.

<b>D</b>	<b>DEKKE (SLITELAG OG BINDLAG) AV BITUMINØSE MASSER</b> (lagtykkelser i cm)			
	ÅDT (i åpningsåret)			
<b>Dekketype</b>	0 - 1500	1500 - 3000	3000 - 5000	> 5000
Myke dekketyper	4,0	4,0		
Stive dekketyper	3,0 over 3,0	3,5 over 3,0	4,0 over 3,0	4,5 over 3,5

Figur 6.52 Valg av dekkeløsning (slitelag og bindlag) /1/

Dersom øvre bærelag består av et bituminøst materiale, skal stive asfalttyper alltid velges i bind- og slitelaget. Av praktiske årsaker velger man ofte den samme dekketyper i bindlaget og slitelaget (med unntak av skjelettasfalt). For ÅDT < 3000 kan bindlaget sløyfes, men tykkelsen på øvre bærelag må da økes tilsvarende bindlagets tykkelse.

### Varmblandede massetyper

Vegnormalene /1/ beskriver følgende normerte varmblandede massetyper:

- mykasfalt (Ma)
- asfaltgrusbetong (Agb)
- asfaltbetong (Ab)
- skjelettasfalt (Ska)
- drengasfalt (Da)
- tynndekker (T)
- topeka (Top)
- støpeasfalt (Sta)

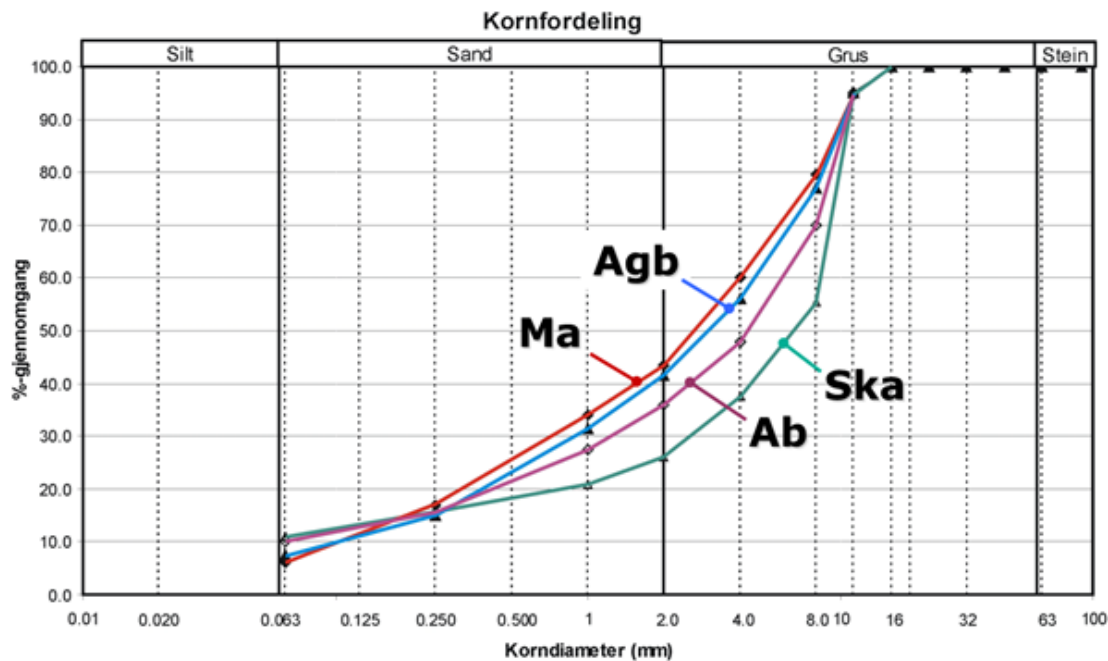
I praksis står valget som regel mellom de fire massetypene Ma, Agb, Ab og Ska, slik det er vist i figur 6.53. De øvrige kan være egnet når man er ute etter helt spesielle egenskaper.

lavere kvalitetskrav/mindre trafikk ← Agb → større trafikk/økte kvalitetskrav

Ma	Agb	Ab	Ska
Mykasfalt	Asfaltgrusbetong	Asfaltbetong	Skjelettasfalt
.. er egnet på lavtrafikkveger der det er behov for et fleksibelt dekke som kan følge med i bevegelser fra telehiv og setninger. Bindemidlet er mykt.	.. er egnet på de fleste veger med «normal» trafikk. Kan ses på som et «all round» asfaltdekke.	.. er egnet på veger med stor trafikk. Skiller seg ikke mye fra Agb, men bindemidlet som brukes er hardere og kravet til steinmaterialet strengere.	.. er også egnet for veger med stor trafikk. Har ekstra gode slitasegenskaper.

Figur 6.53 Grunnstammen av dekketyper som legges på norske veger

Figur 6.54 viser typisk kornsammensetning (siktekurve) for disse dekketypene. En viktig forskjell ligger i andelen grovt tilslag. Ska har størst andel grovt («dypest» kurve), og vil dermed normalt sett ha størst slitastemotstand.



Figur 6.54 Forskjeller i korngradering mellom de vanligste asfalttypene (Ill.: Geir Berntsen)

I det følgende er det knyttet noen ekstra kommentarer til de ulike varmblandede asfalttypene.

#### MykASFalt (Ma)

MykASFalt er en varmblandet masse med mykbitumen som bindemiddel. Typisk siktekurve er vist i figur 6.54. Ut fra største steinstørrelse angir Håndbok N200 krav til henholdsvis Ma 8, Ma 11 og Ma 16.

På grunn av det myke bindemidlet er dekket veldig fleksibelt og kan følge bevegelser i underlaget, samtidig som det har gode selvlegende egenskaper mht. sprekker og deformasjoner. På den annen side vil Ma-dekker ha heller dårlig stabilitet, særlig i perioder med sterk varme. Fordi produksjonstemperaturen er lav og restfuktighet kan forekomme er det krav om bruk av vedheftsmiddel i produksjonen.

MykASFalt er egnet på lavtrafikkveger med ÅDT < 3000 og på gang- og sykkelveger. På grunn av sine stabilitetsproblemer bør ikke mykASFalt brukes på veger med stillestående, tung trafikk og heller ikke på parkeringsplasser.

Materialer	ÅDT	Materialkrav		
		≤300	301-1500	1501-3000
<b>Stein</b>				
Flisighetsindeks		≤ 35	≤ 30	≤ 25
Los Angeles-verdi		≤ 40	≤ 30	≤ 30
Mølleverdi		≤ 19	≤ 19	≤ 14
Knusningsgrad		C <sub>20/70</sub>	C <sub>20/70</sub>	C <sub>30/60</sub>
<b>Bindemiddel</b>		V1500 - V6000		V3000 - V12000

C<sub>xx/yy</sub> betyr at materialet skal ha min. xx % helt eller delvis knuste korn og maks. yy % helt runde korn for materiale i området 4-63 mm

Figur 6.55 Krav til delmaterialer for mykASFalt /1/





Figur 6.56 Mykasfalt er egnet på veger med ÅDT < 3000, og der telehiv mv. må forventes. T.v. fv. 4 i Østfold, t.h. fv. 663 Østfold. (Foto: Statens vegvesen)

#### Asfaltgrusbetong (Agb)

Asfaltgrusbetong ligner på asfaltbetong, men inneholder mindre finpukk og filler, og det brukes et mykere bindemiddel. Typisk siktekurve er vist i figur 6.54. Ut fra største steinstørrelse angir Håndbok N200 krav til henholdsvis Agb 8, Agb 11, Agb 16 og Agb 22.

Asfaltgrusbetong kan brukes på veger med ÅDT < 3000 og på gang- og sykkelveger, men det forutsetter at vegen har en rimelig god oppbygning.

Materialer	ÅDT	Materialkrav		
		≤ 300	301-1500	1501-3000
<b>Stein</b>				
Flisighetsindeks		≤ 30	≤ 30	≤ 30
Los Angeles-verdi		≤ 40	≤ 30	≤ 30
Mølleverdi		≤ 19	≤ 19	≤ 14
Knusningsgrad		C <sub>20/70</sub>	C <sub>20/70</sub>	C <sub>20/70</sub>
<b>Bindemiddel</b>		160/220 - 330/430		

Figur 6.57 Krav til delmaterialer for asfaltgrusbetong /1/



Figur 6.58 Asfaltgrusbetong er egnet på veger med ÅDT < 3 000 og med en god oppbygning. Begge bilder fra fv. 192 Oppland (Foto: Statens vegvesen)

At begrepet «betong» er en del av ordet i asfaltgrusbetong (og i asfaltbetong) henspiller bare på at dette er et sammensatt materiale med et steinskjelett som er bundet sammen, men her med bitumen, ikke sement.

### Asfaltbetong (Ab)

Asfaltbetong er, som skjelettasfalt, egnet der det er krav til høy stabilitet og slitasjemotstand, men er noe enklere å legge. Typisk siktekurve er vist i figur 6.54. Ut fra største steinstørrelse angir Håndbok N200 krav til henholdsvis Ab 4, Ab 8, Ab 11, Ab 16 og Ab 22.

Ab kan i prinsippet brukes ved alle ÅDT-verdier, men økonomien tilsier at den er best egnet ved ÅDT > 3000.

		Materialkrav			
Materialer	ÅDT	≤ 3000	3001-5000	5001-15000	> 15000
<b>Stein</b>					
Flisighetsindeks		≤ 30	≤ 30	≤ 25	≤ 25
Los Angeles-verdi		≤ 30 <sup>3)</sup>	≤ 30	≤ 25	≤ 15
Mølleverdi		≤ 14 <sup>3)</sup>	≤ 10	≤ 10	≤ 7
Knusningsgrad		C <sub>50/30</sub>	C <sub>50/30</sub>	C <sub>50/30</sub>	C <sub>50/20</sub>
<b>Bindemiddel</b>		70/100-160/220	70/100-160/220	50/70-70/100	35/50-70/100-PMB

Figur 6.59 Krav til delmaterialer for asfaltbetong /1/



Figur 6.60 Asfaltbetong er egnet på veier med ÅDT > 3 000. T.v. rv.2 Hedmark, t.h. E6 Akershus (Foto: Statens vegvesen)

### Skjelettasfalt (Ska)

Skjelettasfalt er en mørtelrik og steinrik masse som gir gode slitasje- og deformasjonsegenskaper. Ska er tett gradert, med høyt bindemiddelinnhold. Typisk siktekurve er vist i figur 6.54. Ut fra største steinstørrelse angir Håndbok N200 krav til henholdsvis Ska 8, Ska 11 og Ska 16.

Det høye bindemiddelinnholdet gjør det nødvendig med spesielle tilsetningsstoffer (cellulosefiber, mineralfiber e a), for å hindre at bindemidlet renner av massen i varm tilstand. Bruksområdet for skjelettasfalt vil normalt være begrenset til slitelag. Produksjonsmessig og leggeteknisk kan skjelettasfalt være en utfordrende massetype. Dekket er således mindre egnet der det forekommer håndlegging, som for eksempel i rundkjøringer mv.

Materialkrav				
Materialer	ADT	≤ 5000	5001-15000	> 15000
<b>Stein</b>				
Flisighetsindeks		≤ 30	≤ 25	≤ 25
Los Angeles-verdi		≤ 25	≤ 25	≤ 15
Mølleverdi		≤ 10	≤ 10	≤ 7
Knusningsgrad		C <sub>50/20</sub>	C <sub>100/0</sub>	C <sub>100/0</sub>
<b>Bindemiddel</b>		70/100-160/220	50/70-70/100 PMB	35/50-70/100 PMB
<b>Fibertilsetning</b> <sup>1)</sup>		4-6 (Masseprosent av bindemiddel)		

Figur 6.61 Krav til delmaterialer for skjelettasfalt /1/



Figur 6.62 Skjelettasfalt er egnet på vegger med høy trafikk, hovedsakelig for ÅDT > 5 000. T.v. E6 Akershus, t.h. E6 Østfold (Foto: Statens vegvesen)

### Drensasfalt (Da)

Drensasfalt er en asfaltmasse med et åpent poresystem som tillater vann å drenerer gjennom dekket. Hulrommet er høyt, gjerne rundt 20 %, og det bør være høyt for å bevare den drenerende evnen lengst mulig. Da-dekker har vist seg også å ha støyabsorberende (støyreducerende) egenskaper.

Dekket er godt egnet der en ønsker et dekke med gode drenerende og støymessige egenskaper, og er svært populært i mange land, f.eks. Nederland.

For at den drenerende evnen skal kunne fungere effektivt, må også dekket under Da-laget være jevnt og ha riktig fall slik at vannet kan renne ut av vegen og ikke bli stående i dekket. Hvis ikke inntrer det lett skader som vedheftssvikt og frostsprengning.

Ut fra største steinstørrelse angir Håndbok N200 krav til henholdsvis Da 8, Da 11 og Da 16.

Materialkrav					
Materialer	ADT	≤ 3000	3001-5000	5000-15000	> 15000
<b>Stein</b>					
Flisighetsindeks		≤ 30	≤ 25	≤ 25	
Los Angeles-verdi		≤ 30 <sup>3)</sup>	≤ 25	≤ 25	
Mølleverdi		≤ 14 <sup>3)</sup>	≤ 10	≤ 10	
Knusningsgrad		C <sub>50/20</sub>	C <sub>100/0</sub>	C <sub>100/0</sub>	
<b>Bindemiddel</b>		160/220	70/100- 160/220 PMB	35/50-70/100 PMB	

Figur 6.63 Krav til delmaterialer for drensasfalt /1/



Figur 6.64 Drensasfalt i regnvær (t.v.) sammenlignet med vanlig asfalt (t.h.)  
(Foto: equipmentworld.com)

Da-dekker har en svakhet knyttet til piggdekkbruk. Steinslipp og hulldannelse har vært en hyppig skadetype på disse dekkene. Over tid tettes dekket av slitasjestøv, og spesielt den støydempende effekten reduseres raskt. For å opprettholde den åpne strukturen kreves det spesielle og gjerne kostbare vedlikeholdstiltak i form av rengjøring.

#### Tynndekker (T)

Med tynndekker menes to ulike kategorier av asfaltmasser;

- Et utvalg normerte verksproduserte dekketyper beskrevet i Håndbok N200 med masseforbruk under  $60 \text{ kg/m}^2$  og dekketykkelse i området 20-30 mm. Til disse er det knyttet spesifiserte graderingskrav og materialkrav. Ut fra største steinstørrelse benevnes massene henholdsvis T5, T8 eller T11.
- Et utvalg spesialdekker produsert ved at et tykt lag med polymermodifisert (som regel) bindemiddel sprøytes på vegen, med påfølgende utlegging av et tynt lag verksprodusert, ensgradert masse. Når den varme massen legges opp på og vales ned i bindemidlet vil dette «koke opp» og gi en ekstra god heft og omhylling. Mange av dekkene i denne kategorien er utviklet/spesifisert av firmaer og gitt egne merkenavn.

Tynndekker kan slik sett være basert på veldig forskjellige løsninger, både med hensyn til funksjonsegenskaper, dekkelevetider og kostnader. Men de kan være et alternativ til normerte dekketyper når man f.eks. ønsker spesielt slitesterk overflate, støydempende egenskaper, ekstra gode friksjonsegenskaper e l.

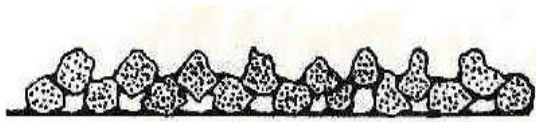
		Materialkrav			
Materialer	ÅDT	≤ 3000	3001-5000	5001-15000	> 15000
<b>Stein</b>					
Flisighetsindeks		≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25
Los Angeles-verdi		≤ 25	≤ 15	≤ 15	≤ 15
Mølleverdi		≤ 10	≤ 7	≤ 7	≤ 7
Knusningsgrad		C <sub>50/20</sub>	C <sub>100/0</sub>	C <sub>100/0</sub>	C <sub>100/0</sub>
<b>Bindemiddel</b>					
		35/50- 330/430	35/50- 330/430	35/50- 330/430	35/50- 330/430
		PMB	PMB	PMB	PMB

Figur 6.65 Krav til delmaterialer for normerte tynndekker /1/

Ut fra dekketykkelsen er det vanlig å skille mellom henholdsvis

- Svært tynne dekker (20-30 mm)

- Ultratynne dekker (10-20 mm)
- Mikrobelegninger (6-12 mm)



Figur 6.66 Eksempel på støydempende tynndekke, prinsippskisse og foto. Et tynt lag varm masse legges ut på en polymermodifisert klebing, bindemidlet «koker opp» og gir god heft og omhylling. Dette er spesielt viktig for å få god dekkelevetid ved høyt hulrom. (Foto: Statens vegvesen)

#### Topeka (Top)

Topeka er ikke ordinær handelsvare. Massetypen har et tydelig partikkelsprang, der det meste av materialet ligger under 0,5 mm og over 8 mm. Topeka kan være egnet som slitelag på bruer.

Materialkrav					
Materialer	ÅDT	≤ 3000	3001-5000	5001-15000	> 15000
<b>Stein</b>					
Flisighetsindeks		≤ 30 <sup>2)</sup>	≤ 30 <sup>2)</sup>	≤ 25	≤ 25
Los Angeles-verdi		≤ 30 <sup>2)</sup>	≤ 25 <sup>2)</sup>	≤ 25	≤ 15
Mølleverdi				≤ 10	≤ 7
Knusningsgrad		C <sub>90/1</sub> <sup>2)</sup>	C <sub>90/1</sub> <sup>2)</sup>	C <sub>100/0</sub>	C <sub>100/0</sub>
<b>Bindemiddel</b> <sup>1)</sup>		35/50-70/100 PMB	35/50-70/100 PMB	35/50-70/100 PMB	35/50-50/70 PMB

Figur 6.67 Krav til delmaterialer for Topeka (Top) /1/

#### Støpeasfalt (Sta)

Støpeasfalt er et vanntett spesialdekke som er godt egnet på bruer og områder med særlig mye trafikk. Ut fra største steinstørrelse angir Håndbok N200 krav til henholdsvis Sta 2, Sta 4, Sta 8, Sta 11 og Sta 16. Sta 2 og Sta 4 kalles også isoleringsstøpeasfalt og brukes bare til fuktisolering av bruer.

Materialkrav					
Materialer	ÅDT	≤ 3000	3001-5000	5001-15000	> 15000
<b>Stein</b>					
Flisighetsindeks		≤ 30 <sup>2)</sup>	≤ 30 <sup>2)</sup>	≤ 25	≤ 25
Los Angeles-verdi		≤ 30 <sup>2)</sup>	≤ 25 <sup>2)</sup>	≤ 25	≤ 15
Mølleverdi				≤ 10	≤ 7
Knusningsgrad		C <sub>90/1</sub> <sup>2)</sup>	C <sub>90/1</sub> <sup>2)</sup>	C <sub>100/0</sub>	C <sub>100/0</sub>
<b>Bindemiddel</b>		35/50-50/70 PMB	35/50-50/70 PMB	35/50-50/70 PMB	35/50-50/70 PMB

Figur 6.68 Krav til delmaterialer for støpeasfalt /1/

Bindemidlet skal være stivt og kan variere fra 7-13 %. På grunn av det stive bindemidlet kreves en relativt høy produksjons- og utleggingstemperatur, noe som kan innebære miljøulemper. Men samtidig betyr det stive bindemidlet at støpeasfalt er en av de mest slitesterke dekketyper, noe avhengig av steinkvaliteten.

Slitelag av støpeasfalt skal avstrøs med asfaltert finpukk for å sikre god nok friksjon.

### **Kaldblandede massetyper**

Vegnormalene /1/ beskriver følgende normerte kaldblandede massetyper:

- asfaltskumgrus (Asg)
- emulsjonsgrus, tett (Egt)

#### *Asfaltskumgrus (Asg)*

Asfaltskumgrus er en kald blanding av skumbitumen (se kapittel 6.1), stein- og grusmasser, egnet som slitelag på veier med ÅDT < 1500. Håndbok N200 angir krav bare til én normert type; Asg 16.

Asfaltskumgrus produseres i kaldblandeverk eller i produksjonsutleggere. Massen er enkel og miljøvennlig å produsere og legge, men sårbar for nedbør og høy trafikk den første tiden etter legging. Etter innblanding av bindemidlet kan asfaltskumgrus ligge lagret en tid før massen legges ut og komprimeres.

Materialkrav			
Materialer	ÅDT	≤ 300	301-1500
<b>Stein</b>			
Flisighetsindeks		≤ 35	≤ 30
Los Angeles-verdi		≤ 40	≤ 30
Mølleverdi		-	-
Knusningsgrad		-	-
<b>Bindemiddel</b>		330/430-V12000	
Skumbitumen basert på følgende bindemidler:			

Figur 6.69 Krav til delmaterialer for asfaltskumgrus /1/

#### *Emulsjonsgrus, tett (Egt)*

Emulsjonsgrus, tett er en kaldblandet masse med jordfuktig grus og stein og et vannbasert bindemiddel (bitumenemulsjon). Dekket er egnet for ÅDT < 3 000. Ut fra øvre siktstørrelse angir Håndbok N200 krav til henholdsvis Egt 11, Egt 16 og Egt 22.

Materialkrav				
Materialer	ÅDT	≤ 300	301-1500	1501-3000
<b>Stein</b>				
Flisighetsindeks		≤ 35	≤ 30	≤ 25
Los Angeles-verdi		≤ 40	≤ 30	≤ 30
Mølleverdi (v/slitelag)				≤ 14
Knusningsgrad		C <sub>20/70</sub>	C <sub>20/70</sub>	C <sub>20/70</sub>
<b>Bindemiddel</b>		330/430		330/430
Bitumenemulsjon basert på følgende bindemiddeltypene		V1500-V12000		V6000-V12000

Figur 6.70 Krav til delmaterialer for emulsjonsgrus, tett /1/

#### 6.6.4 Gjenbruk av asfalt

##### *Generelt*

Returasfalt brukes som et samlebegrep om asfalt som graves opp, freses eller på annen måte fjernes fra sitt opprinnelige bruksområde på veier, gater eller plasser. Returasfalt forekommer som oftest som flakmasser eller fresemasser. Overskudd fra produksjon eller utlegging av asfalt er også returasfalt.

Asfalt kan gjenvinnes 100 %. Bruk av returasfalt sparer ikke-fornybare ressurser og energi, og gir lavere utslipp av klimagasser. Riktig bruk av returasfalt fremmer en bærekraftig utvikling av samfunnet. /9/

All asfalt som freses eller brytes opp fra norske veier og gater skal i prinsippet gjenvinnes, både av ressursmessige og miljømessige hensyn. Noe blir anvendt lokalt, mens hoveddelen blir kjørt til mellomlagring for senere knusing og gjenbruk. Det er Fylkesmannens miljøvernavdeling i hvert fylke som godkjenner etablering av slike midlertidige oppsamlingsplasser. Pr 2015 var det registrert om lag 200 mellomlagre for asfalt i Norge.

Det er forutsatt at asfalt i mellomlager kun skal bli liggende i inntil 3 år. For lengre lagring blir massen betraktet som deponert, og det påløper store deponiavgifter. Slik oppmuntrer denne «3-års-regelen» til gjenvinning.



*Figur 6.71 Oppsamling av gammel asfalt, enten i form av oppbrutt «flakmasse» (t.v.) eller fresemasse (t.h.) skal bare foregå på godkjente mellomlagre (Foto: Statens vegvesen)*

Asfaltbransjen i Norge har siden 2001 pålagt seg selv å ha en gjenvinningsgrad (forholdet mellom anvendt og oppsamlet returasfalt) på 80 %. Virkelig gjenvinningsgrad ligger godt over dette (99 % i 2015).

Den norske ordningen med asfaltgjenvinning finansieres gjennom et eget øremerket gebyr på bitumen, i 2015 på 5 kr per tonn bitumen brukt til vegformål. Gebyret administreres av KFA (Kontrollordningen for Asfaltgjenvinning), [www.asfaltgjenvinning.no](http://www.asfaltgjenvinning.no).

Vi skiller ofte mellom tre bruksområder ved gjenbruk av asfaltgranulat:

- Gjenbruk i ordinære (normerte) massetyper
- Gjenbruksasfalt (Gja)
- Ubunden bruk av granulatet (Ak)

Ubunden bruk av knust asfalt (Ak) er omtalt i kapittel 5.4.

### ***Resirkulert asfalt som tilsetning i normerte dekketyper***

Når gammel asfalt tilsettes under produksjon av ordinære masser, f.eks. Ab, skal sluttproduktet oppfylle de samme krav som er satt til den ordinære massen, og ha de samme egenskapene i bruk. Bindemidlet som brukes skal være av samme grad som spesifisert for den ordinære massetyperen.

Asfaltgranulat (dvs knust og siktet flakmasse eller fresemasse) kan (pr 2015) anvendes i alle normerte massetyper med tilsetning

- inntil 10 % i slitelag
- inntil 20 % i bindlag eller bærelag

Dersom asfaltgranulatet utgjør mer enn 10 % for slitelag eller 20 % for bindlag eller bærelag, skal det foretas en analyse av bindemiddelkvaliteten i granulatet før det fastlegges hvilket bindemiddel som skal benyttes i produksjonen av massen. Det må også dokumenteres at tilslaget oppfyller krav til mekaniske egenskaper. Håndbok N200 gir nærmere anvisninger om dette.

### ***Gjenbruksasfalt (Gja)***

Gjenbruksasfalt er en betegnelse på et materiale som kan brukes i vegdekker eller bærelag og som i hovedsak består bare av gammel resirkulert asfalt (frest eller knust) tilsatt et bituminøst bindemiddel, og hvor det ikke er relevant å nytte spesifikasjonene for de normerte dekketyperne. Gjenbruksasfalt kan produseres både varmt og kaldt, i asfaltverk eller på veg.

## **6.7 Valg av asfaltdekke i praksis**

### **6.7.1 Generelt**

Vegdekket skal gi trafikantene et underlag som sikrer en komfortabel kjøring og et veggrep som sikrer fremkommelighet og trafikksikkerhet mens vegens naboer og omgivelser ikke sjeneres unødvendig.

Vegdekket skal beskytte vegkonstruksjonen mot nedbrytning ved å hindre inntrengning av vann i vegoverbygningen. Dekket skal være jevnt og sikre at det blir minst mulige dynamiske belastninger fra kjøretøy. Det skal bidra til å redusere påkjenningen på bærelaget for å sikre planlagt levetid for vegdekket og resten av vegkonstruksjonen.

En byggherre kan benytte flere metoder for å få et vegdekke med den kvalitet som forventes. For asfaltdekker har det vært tradisjon å skille mellom *reseptbaserte asfaltkontrakter* og *asfaltkontrakter med funksjonsrelaterte krav*. I en reseptbasert kontrakt velger byggherren et asfaltdekke ut fra de beskrivelser som er gitt i vegnormalene /1/, mens det i en funksjonskontrakt er entreprenøren som selv velger asfaltdekke ut fra egen erfaring og kompetanse om hva som gir best dekkelevetid og årskostnad. Entreprenøren tar da også ansvaret for en angitt dekkelevetid.

Valg av dekketype har en rekke konsekvenser for trafikant, nabo og vegholder. Valget av dekketype må også vurderes i forhold til mulige virkninger på miljø, naturressurser og samfunn.



## 6.7.2 Vurderinger ved valg av dekketype

### Hva sier dimensjoneringstabellen?

Asfaltdekket på en nybygget veg bestemmes på grunnlag av ÅDT i åpningsåret. Hovedvalget står mellom myke og stive dekketyper, kfr. dimensjoneringstabellen, figur 6.72.

D	DEKKE (SLITELAG OG BINDLAG) AV BITUMINØSE MASSER (lagtykkelser i cm)			
	ÅDT (i åpningsåret)			
Dekketype	0 - 1500	1500 - 3000	3000 - 5000	> 5000
Myke dekketyper	4,0	4,0		
Stive dekketyper	3,0 over 3,0	3,5 over 3,0	4,0 over 3,0	4,5 over 3,5

Figur 6.72 Valg av dekkeløsning (slitelag og bindlag) /1/

En lavtrafikkveg vil som regel ikke bli frostsikret. Overbygningstykkelsen blir da forholdsvis liten, og en må forvente en del ujevne telehiv, og også ujevne setninger. En veg over et myrområde eller annen dårlig undergrunn krever andre vurderinger enn når man bygger veg på fjellgrunn. På slike veger er det naturlig å velge et dekke som kan tåle noe bevegelser uten at det sprekker opp. Myke slitelag tilfredsstiller slike krav.

Veger som har høy trafikk og veger som man ellers velger å frostsikre vil få en ganske tykk vegoverbygning. Man kan da bruke et stivere slitelag, som også vil være vesentlig mer slitesterkt.

Med utgangspunkt i valget av dekkeløsning i figur 6.72, og ut fra kjennskap til lokale forhold, bruksområder og påkjenninger, kan man bruke vegnormalenes anbefalinger i figur 6.73 som ytterligere retningslinjer for dekkevalget.

Massetypen i slitelaget og bindlaget vil ofte være det samme (med unntak av Ska), men man kan også gå ned en kvalitetsklasse fra slitelaget til bindlaget.

Av hensyn til anleggsdriften velger man på mange prosjekter å vente i ett eller to år med å legge slitelaget. Dette må det tas hensyn til også i valg av bindlag.

Dominerende påkjenning, kriterium for valg av dekke	Årsdøgntrafikk, ÅDT				
	0 - 1500	1501-3000	3001-5000	5001-10000	> 10000
<b>Spredt bebyggelse</b>					
- piggdekksslitasje		Ab 11 Ska 11	Ab 11 Ab 16 Ska 11 Ska 16	Ab 11 Ab 16 Ska 11 Ska 16	Ab 11 Ab 16 Ska 11 Ska 16
- statiske lastpåkjenninger	Ab 11	Ab 11 Ska 11	Ab 11 Ab 16 Ska 11 Ska 16	Ab 11 <sup>1)</sup> Ab 16 <sup>1)</sup> Ska 11 Ska 16	Ab 11 <sup>1)</sup> Ab 16 <sup>1)</sup> Ska 11 Ska 16
- mykt fundament	Eo 11 Eog 11 Eog 16 Ma 11	Eo 11 Ma 11 Agb 11	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>
-vegtrafikkstøy (bildekkstøy)			T 8 <sup>1)</sup> Ab 8 Ska 11	T 11 <sup>1)3)</sup> Ab 11 <sup>1)3)</sup> Da 11 <sup>1)3)</sup> Ska 11	T 11 <sup>1)</sup> Ab 11 <sup>1)</sup> Da 11 <sup>1)</sup> Ska 11
- klimapåkjenninger (aldring o.l)	Ma 11 Agb 11 Ab 11	Ma 11 Agb 11 Ab 11	Ab 11 Ska 11	Ab 11 Ska 11	
<b>Tett bebyggelse</b>					
- piggdekksslitasje <sup>2)</sup>			Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>
- statiske lastpåkjenninger	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>
- mykt fundament	Ma 11 Agb 8 Agb 11	Ma 11 Agb 11	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>
-vegtrafikkstøy (bildekkstøy)			T 8 <sup>1)</sup> Ab 8 <sup>1)</sup> Ska 8 <sup>1)</sup>	T 11 <sup>1)3)</sup> Ab 11 <sup>1)3)</sup> Ska 11 <sup>1)3)</sup>	T 11 <sup>1)</sup> Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>
- klimapåkjenninger (aldring o.l)	Agb 8 Agb 11 Ab 11	Agb 11 Ab 11	Ab 11 Ska 11		
<b>Rundkjøringer, signalregulerte kryss, etc.</b>					
Områder med betydelige horisontale påkjenninger	Agb 11 Ab 11	Agb 11 Ab 11	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>	Ab 11 <sup>1)</sup> Ska 11 <sup>1)</sup>

1) Bruk av modifiserte bindemidler bør vurderes

2) Omfatter både slitasjens betydning for dekkelevetiden og belastningene på vegens omgivelser pga. slitasjestøv

3) Ved piggdekkandel mindre enn 30 % kan øvre steinstørrelse reduseres til 8 mm

Figur 6.73 Anbefalte dekketyper ut fra ulike bruksområder og påkjenninger /1/

### Valg av steinstørrelse

For hver av de standardiserte massetyperne vil det, som nevnt i kapittel 6.6 (og figur 6.73 foran), være mulig å velge mange varianter, bestemt ut fra øvre steinstørrelse. Dette er en viktig parameter som innvirker på flere egenskaper (slitasjemotstand, stabilitet, støyegenskaper, friksjon m m). Ønsket dekketykkelse vil også spille inn, Håndbok N200 foreskriver at ferdig asfaltlag ikke skal være tynnere enn 2 x øvre siktstørrelse. Anbefalt dekketykkelse er minimum 2,3-3 x øvre siktstørrelse.

Selv om 8 mm stein i enkelte tilfeller kan være godt egnet, vil dette normalt gi for lav slitestyrke på høytrafikkerte veger. På samme måte vil bruk av 22 mm stein kun være aktuelt i helt spesielle tilfeller, bl.a. fordi det medfører større dekketykkelser (se foran) og fordi det kan bidra til økt støy.

Som regel vil det derfor i praksis være et valg mellom 11 mm og 16 mm stein som øvre steinstørrelse.

Både motstanden mot piggdekkslitasje og stabilitetsegenskaper bedres ved å øke fra 11 til 16 mm. Generelt er derfor dekkelevetiden høyere for en 16 mm-masse sammenlignet med en 11 mm-masse. Effekten av en høyere  $d_{maks}$  er større jo større trafikkmengden er. Ulempen med en 16 mm-masse er imidlertid økt fare for separasjon. Ved bruk av 16 mm-masse bør derfor entreprenøren vurdere tiltak for å redusere faren for separasjon. En annen ulempe med 16 mm-masse i forhold til 11 mm-masse er mer støy fra det ferdige vegdekket pga. en grovere overflate.

På høytrafikkveger vil en 16-masse være det naturlige valget, men i støyutsatte områder (tett bebyggelse langs vegen) bør en 11 mm-masse vurderes.

På lavtrafikkveger vil en 11 mm-masse være det naturlige valget, men en 8 mm-masse bør også vurderes i støyutsatte områder, dersom man antar at slitasjen vil være lav (lav piggdekkandel, jfr. figur 6.73).

### ***Bruk av polymermodifiserte bindemidler***

Polymermodifiserte bindemidler (PMB) er et ordinært bindemiddel som er tilsatt polymerer i form av granulater eller pulver. Riktig bruk av PMB betyr at egenskapene for asfaltmassen blir bedre både ved lave temperaturer (hindrer lavtemperaturoppsprekking) og ved høye temperaturer (bedre stabilitet og mindre spordannelse pga. plastiske deformasjoner). I tillegg bedres vedhefts-egenskapene (mindre steinslipp) og utmattingsegenskapene, og fleksibiliteten på svake underlag bedres.

Anbefalingene i figur 6.73 sier ikke noe om bruk av polymermodifisert bindemiddel. Det er et valg som likevel alltid må vurderes. Spørsmålet blir om den ekstra dekkelevetiden som bruken innebærer vil være tilstrekkelig til å kunne forsvare merkostnaden på lang sikt.

Bruk av PMB er først og fremst aktuelt i Ab- og Ska-masser på høytrafikkveger der den økte dekkelevetiden kan føre til lavere årskostnader.

PMB kan også vurderes brukt på veger med moderat trafikk, men med mye tungtrafikk. Dette gjelder spesielt der en har mye fjerntrafikk, med høy andel supersingeldekk.

### **6.7.3 Spesielle forhold som kan påvirke dekkevalget**

#### ***Størrelse på og lokalisering av prosjekt***

Dekkevalget vil også være avhengig av størrelsen på jobben. Beveger man seg mot dekketyper som er sjeldne i bruk, kan det være at aktuelle asfaltfabrikker i nærheten sjelden produserer slike masser og entreprenørene har lite erfaring med å legge dem. Volumet på jobben bør da iallfall være av en viss størrelse for å få tilbud som er akseptable. Men her vil det være lokale og regionale forskjeller.

Overflatebehandling (Eo) kan brukes som eksempel. Massetyper er en av de dekketyper som er anbefalt i figur 6.73, men bestilling av denne går i bølger. En entreprenør som får en bestilling på Eo vil være avhengig av å sikre seg både det spesielle utleggerutstyret som er nødvendig og et leggelag som kan jobben. Dersom entreprenøren skal ta sjansen på å gi tilbud på dette, eller byggherren ta sjansen på å bestille, bør det derfor være en større jobb.

Utførelse av overflatebehandlinger er avhengig av tørt vær, og derfor best egnet i innlandet. I en periode på 2000-tallet ble det bestilt mye overflatebehandlinger på Østlandet. Det resulterte i rimelige vegdekker, men det viste også at det satte meget store krav til entreprenøren.

Det har også vært ulike erfaringer med asfaltmasser transportert med båt. Det er vanskelig å generalisere, men utfordringer med sparasjonsømfintlige masser a la skjelettasfalt (Ska) blir ikke mindre med lang transportlengde og gjentatte omlastinger. Slike hensyn kan derfor også være med i vurdering/valg av dekketype.

### ***Lyse vegdekker***

For asfaltdekker i tunneler og på andre veger hvor det er behov for gode siktforhold kan det være fordelaktig med lyst tilslag og gode reflekterende egenskaper. En ekstraeffekt vil samtidig være at det kan redusere kostnadene til belysning.

En bakdel kan være at slikt spesielt lyst tilslag ofte kommer fra spesielle, lokale forekomster, slik at transportkostnadene blir høye.

### ***Støysvake dekker***

Dekker med liten øvre steinstørrelse er gunstige med tanke på å redusere vegtrafikkstøyen. Den støyreducerende effekten er størst for et nylagt dekke, og avtar over tid. Bruk av et støysvakt asfaltdekke må i hvert tilfelle vurderes opp mot andre trafikktiltak, som for eksempel støyskjermer/ støyvoller eller fasadeisolering.

Porøst dekke (Da) kan/bør også være med i en slik vurdering. Drensdekker har gode akustiske egenskaper, men har som omtalt tidligere (kapittel 6.3.3) vist seg å ha begrenset holdbarhet i Norge. Her pågår imidlertid en god del forskning og utvikling, så dette bildet kan snu.

### ***Dekker for rundkjøringer, kryss, busslommer, bomstasjoner mv***

Statiske lastpåkjenninger er av spesielt stor betydning på industriområder, i busslommer og på parkeringsplasser for tungtrafikk. Disse og andre steder med stillestående trafikk setter spesielt store krav til asfaltdekkets deformasjonsegenskaper. Her kan tilsetningsstoffer som øker stabiliteten i massene være aktuelt. Er det snakk om små volumer, er det mulig å gjøre tilsetningen for hver enkelt batch i blandeverket.

For større arealer vil bruk av PMB normalt være en fornuftig investering for bedret dekkelevetid og totaløkonomi.

### ***Dekker i tunneler***

Ska-dekker bør unngås i tunneler. På grunn av det steinrike skjelettet vil massen avkjøles fortere og det kan da bli vanskelig å oppfylle hulromskravet. Avkjølingen skyldes kombinasjonen av et åpent steinskjelett og trekk i tunnelen.

Et alternativ til Ska kan være Ab med PMB.

## **6.8 Produksjon, utlegging og kvalitetssikring**

Det er ca. 100 asfaltfabrikker i Norge, og de produserer årlig ca. 7 mill. tonn asfalt (dvs. nesten 1,5 tonn per innbygger). Omtrent 20 av fabrikkene er av typen mobile oppstillinger, disse kan flyttes og settes opp på nytt sted i løpet av 3-5 dager.

For å selge asfalt i Norge må fabrikkene ha offisiell godkjenning (være sertifisert). De har da aksept for å produsere nærmere spesifiserte resepter/massetyper, og har bevis på de har et kvalitetssystem som tilfredsstillende gjeldende europeiske standarder.



Figur 6.74 Eksempel på sertifikat for produksjon av asfalt (utsnitt)

### 6.8.1 Produksjon

#### *Produksjon av varme masser*

Det meste av asfaltproduksjonen i Norge skjer ved varm produksjon (engelsk «hot mix»). Her varmes både steinmaterialer og bindemiddel opp til foreskrevet blandetemperatur (typisk 140-180 °C) før asfalten blandes og det ferdige produktet føres over i isolerte siloer. Herfra tappes massen ut på bil eller båt for transport ut på vegen der den skal legges. Asfalten kan mellomlagres i siloer på produksjonsstedet fra noen timer og opptil flere døgn uten vesentlig temperaturfall.

Det er to hovedtyper av asfaltfabrikker for varm produksjon; satsblandeverk og kontinuerlige blandeverk.

#### *Satsblandeverk*

Prinsippet i et satsblandeverk er vist i figur 6.75. I hovedsak består et satsblandeverk av:

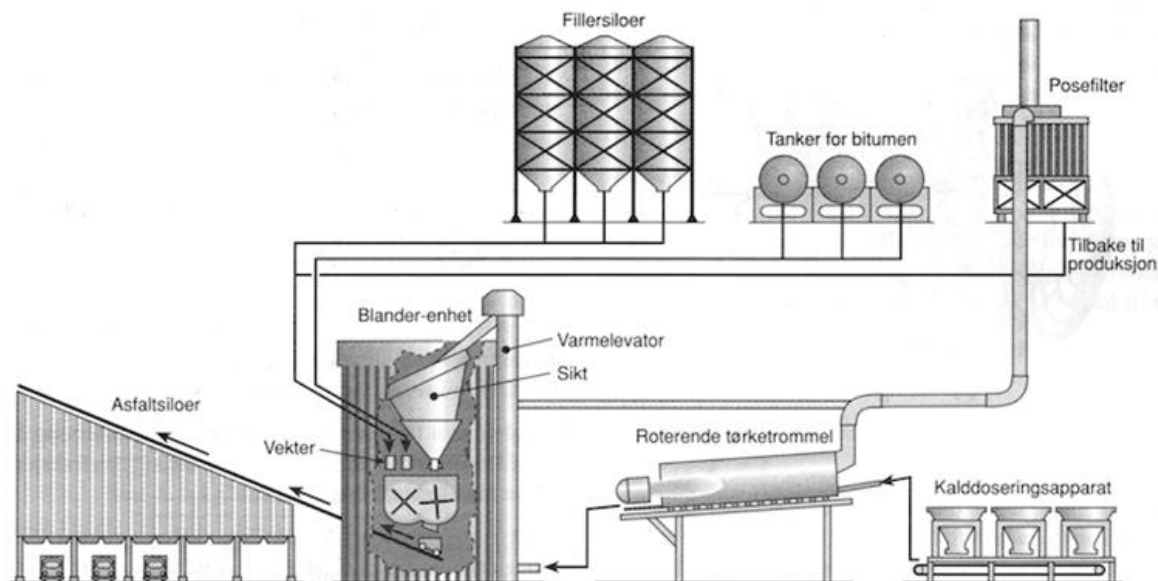
- Siloer for tilslag/steinmaterialer (fraksjonsvis)
- Isolerte tanker for ulike bitumentyper
- Siloer for tilsetningsstoffer (kalksteinsfiller, fiber mv)
- Tørketrommel
- Blandeenhet
- Ferdigvaresiloer

I tillegg er det ofte et system for å tilsette asfaltgranulat for å kunne gjenbruke gammel asfalt.

Steinmaterialene, innveid i riktige mengder for hver enkelt fraksjon, blir transportert til en roterende tørketrommel. På vei gjennom trommelen blir de tørket og varmet opp til ønsket temperatur. Deretter føres materialene opp i varmtilslagsiloer via varmsikter, en silo for hver sortering som tilslagsmassene blir delt opp i.

Steinmaterialene, innveid i riktige mengder for hver enkelt fraksjon, blir transportert til en roterende tørketrommel. På vei gjennom trommelen blir de tørket og varmet opp til ønsket

temperatur. Deretter føres materialene opp i varmtilslagssiloer via varmsikter, en silo for hver sortering som tilslagsmassene blir delt opp i.



Figur 6.75 Flytskjema for et satsblandeverk /19/

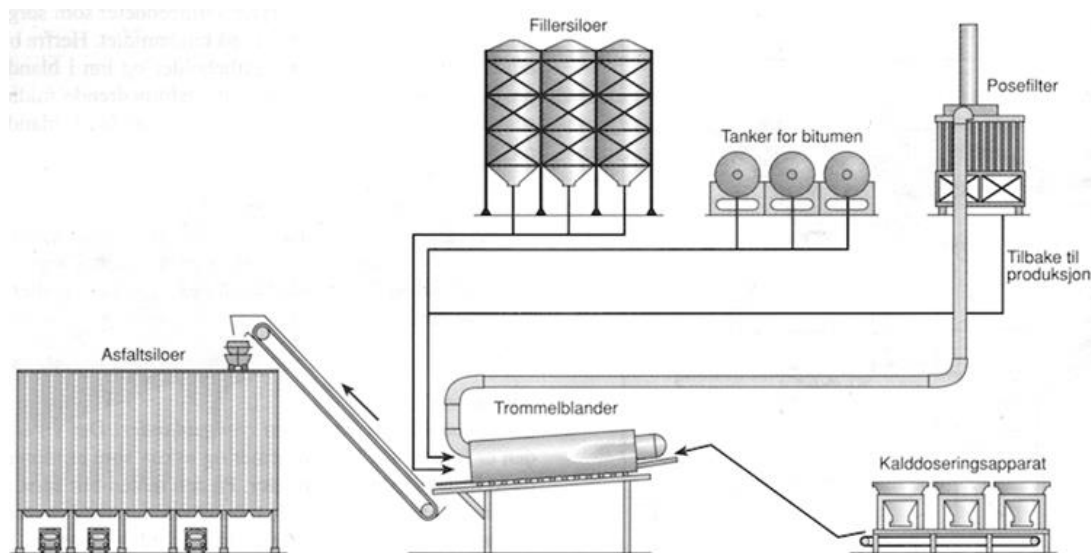
Fra varmsiloene doseres og blandes så asfaltmassen satsvis i en såkalt tvangsblender. Den består av et blandekammer med blandearmer med labber (sko) montert på to roterende aksler. Bindemiddel og tilsetningsstoffer (f.eks. fiber) tilsettes direkte i blandekammeret. Asfaltgranulat (returasfalt) kan også tilsettes med en egen transportør rett til blandekammeret. Normal størrelse på hver sats er 1500-4000 kg. De fleste satsblandeverkene ligger på 3000-3500 kg. Normal blandetid pr sats er 50-60 sek. Etter blandingen slippes massene ned i en vogn (vagg) som transporterer massen til isolerte ferdigwaresiloer.



Figur 6.76 Asfaltfabrikk for varm produksjon, satsblandeverk (Foto: Veidekke Industri)

### Kontinuerlige blandere

Figur 6.77 viser prinsippet i et kontinuerlig blandeverk. Tilsetningen av tilslagsmaterialer skjer her i en jevn strøm inn i en kombinert tørke- og blandetrommel. Denne har en annen utforming enn den som benyttes i et satsblandeverk, bl. a for å kunne tilsette bitumen, tilsetningsstoffer/filler m m.



Figur 6.77 Flytskjema for et kontinuerlig blandeverk, trommelblandeverk /19/

Tilslaget kalddoseres i riktige mengder ved hjelp av båndvekter (fraksjonsvis, i henhold til den aktuelle resept) og mates inn i den ene enden av trommelen. På veien gjennom trommelen varmes først tilslaget opp til foreskrevet temperatur. Så settes det til bitumen og eventuelle tilsetningsstoffer, og massen blandes deretter gjennom den siste tredelen av trommelen.

Normal gjennomstrømningstid, fra kalde steinmaterialer doseres inn i ene enden til ferdig asfaltmasse kommer ut i andre enden, er 7-8 minutter.

Etter å ha passert trommelen transporteres ferdig blandet masse til ferdigvaresiloene, eventuelt direkte til bil via en holdelomme.



Figur 6.78 Mobilt trommelblandeverk for varm produksjon (Foto: Veidekke Industri)

### **Produksjon av kalde masser**

Fabrikker/verk for produksjon av kalde massetyper er vesentlig enklere da man unngår oppvarming av steinmaterialer og delvis bindemidler. Problemer rundt røyk, støv, støy osv. vil dermed være gjennomgående mindre.

Bindemidlet i et kaldblandeverk vil typisk være bitumenemulsjon eller skumbitumen.

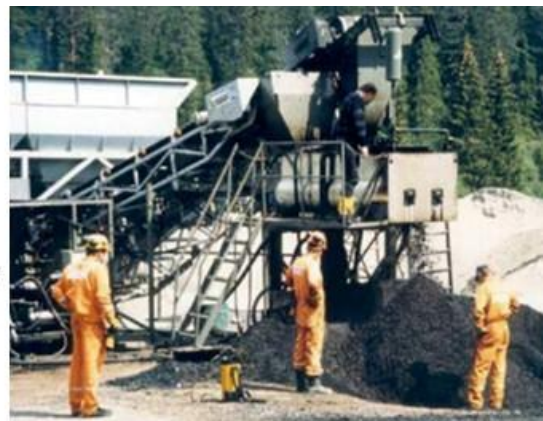
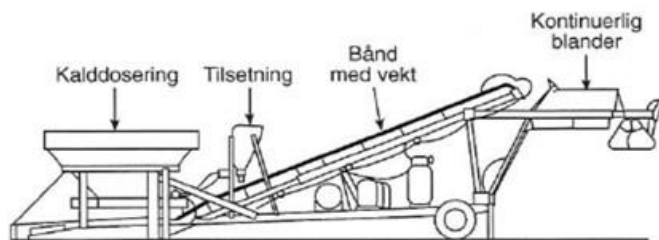
Av utstyr for kaldproduksjon av asfalt har vi fire hovedtyper:

- Horisontalblander (konvensjonelt kaldblandeverk)
- Vertikalblander
- Frittfallsblander
- Produksjonsutlegger

#### *Horisontalblander (konvensjonelt kaldblandeverk)*

Dette er samme type som de tidligere oljegrusverkene. Utstyret består av tilslagssiloer, doserings-apparat med båndmatere, transportør med båndvekt, bindemiddeltank og system/rørapplegg for innsprøyting av bitumenemulsjon eller skumbitumen samt en kontinuerlig tvangsblender med toakslet blandesystem.

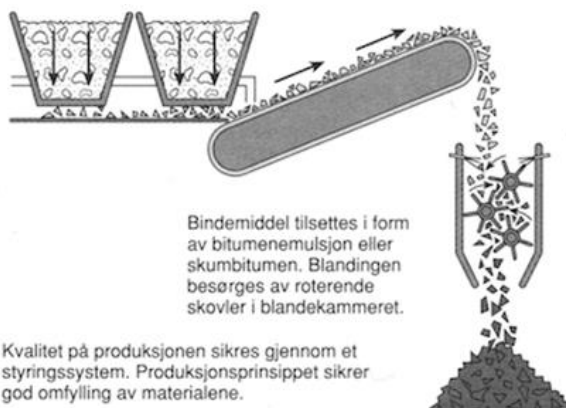
Produksjonen skjer kontinuerlig og ferdig masse går direkte over på bil eller til lagerhaug.



Figur 6.79 Prinsskisse (t.v.) og foto (t.h.) av et vanlig kaldblandeverk /19/

#### *Vertikalblander*

Utrustningen er i prinsippet den samme som for kaldblandeverket, bortsett fra blandekassen som har tre horisontale blandeaksler under hverandre. Bitumen tilsettes i blandekammeret, og blandingen skjer mens massen faller gjennom blandekassen.



Bindemiddel tilsettes i form av bitumenemulsjon eller skumbitumen. Blandingens besørgeres av roterende skovler i blandekammeret.

Kvalitet på produksjonen sikres gjennom et styringssystem. Produksjonsprinsippet sikrer god omfylling av materialene.

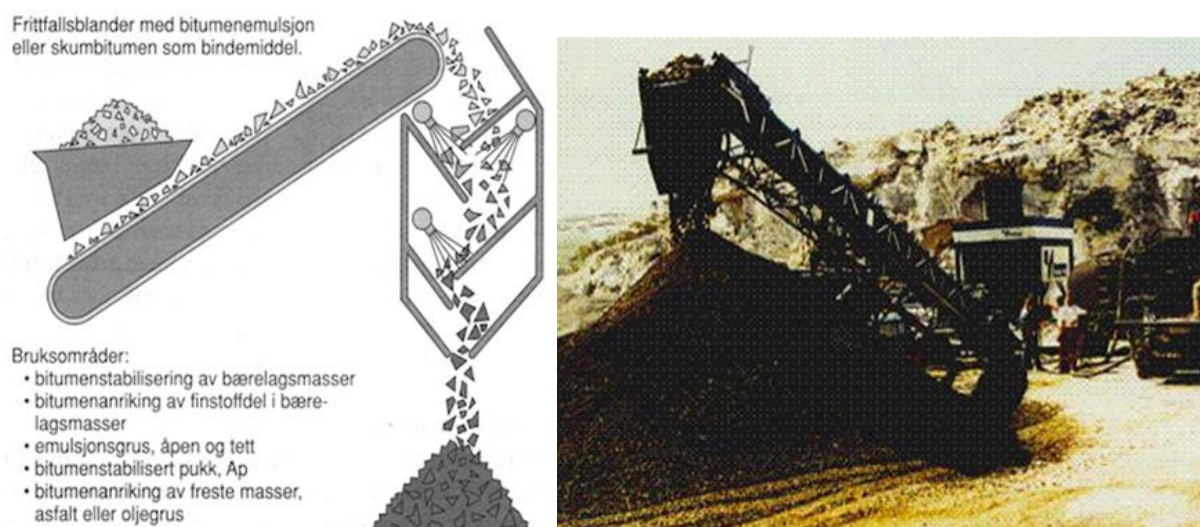
Figur 6.80 Vertikalblander for kalde masser /19/



### *Frittfallsblander*

Frittfallsblanderer har den samme mateutrustningen som de andre kaldverkene, men blandekassen har ingen roterende deler. Massen blir splittet i en finfraksjon og en grovfraksjon ved hjelp av en splitter, og i blandekassen er det plassert tre dysestokker som sprer bindemiddel (bitumenemulsjon eller skumbitumen) på steinmaterialene.

Frittfallsblanderer tillater bruk av steinmaterialer med høyere finstoffinnhold enn andre kaldblandeverk (opptil 20 % tilslag finere enn 0,075 mm).

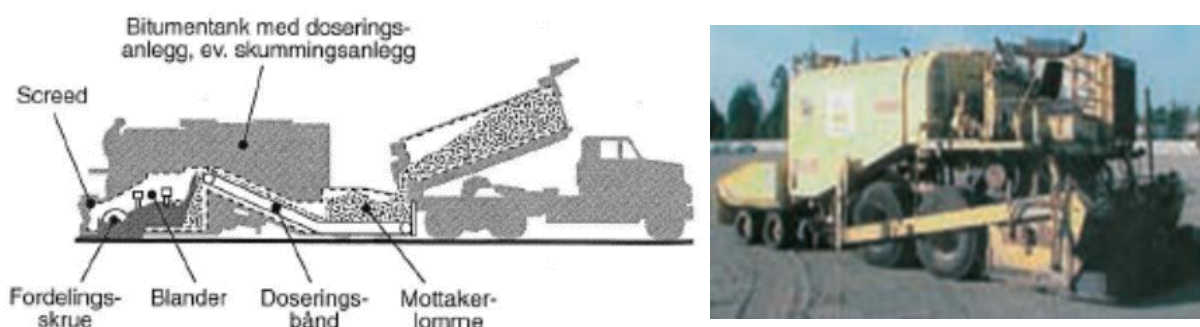


Figur 6.81 Frittfallsblander for kalde masser /19/

### *Produksjonsutlegger*

Produksjonsutleggeren er en selvgående utleggermaskin med innebygget tvangsblender og bindemiddeltank med pumpe. Steinmaterialene tilsettes blanderen via et matetrau og doseringsbånd. Her blandes så tilslag og bindemiddel kontinuerlig, og ferdig masse leveres i fordelingsboksen foran screeden.

Produksjonsutlegger egner seg best for forholdsvis åpne, grove masser.



Figur 6.82 Produksjonsutlegger for kalde masser /19/

### *Lavtemperaturasfalt*

Lavtemperaturasfalt LTA (eller rettere lavtemperaturprodusert asfalt) er varmprodusert asfalt hvor man i produksjonen senker temperaturen 15-30 °C (engelsk «warm mix», til forskjell fra «hot mix»).

Med dette oppnår man;

- redusert energiforbruk ved produksjonen, og tilhørende redusert klimagassutslipp etc.
- mindre røyk, damp, støv etc. for arbeidere og omgivelser



*Figur 6.83 Forsøk med LTA i Norge i 2011. Her ble arbeiderne utstyrt med gass-sensorer og mekaniske sensorer for å måle kjemiske og ergonomiske påkjenninger, både ved utlegging av ordinære masser og LTA. /16/*

For at man skal kunne produsere og legge ut ordinær varmblandet asfalt ved lavere temperatur, men fortsatt beholde de samme funksjonsegenskapene, er det nødvendig å gjøre noen modifikasjoner. I hovedsak dreier det seg om to ulike strategier;

- tilsette bindemidlet i form av skumbitumen; dette for å sikre god omhylling og innblanding, og bedre bearbeidbarheten
- gjøre bruk av ekstra tilsetningsstoffer/kjemikalier for å lette blandbarhet og bearbeidbarhet av massen

Man må ut fra dette gjøre noen modifiseringer på asfaltfabrikkene, men når dette er gjort skiller ikke denne produksjonen seg vesentlig fra øvrig ordinær asfaltproduksjon.

Det er gjort mange sammenligninger av asfaltdekker produsert på konvensjonelt vis og ved lavere temperatur. Spørsmålet har vært om man klarer å oppnå like god kvalitet og med det like gode langtidsegenskaper (dekkelevetid) med disse nye teknikkene.

Resultatene så langt (pr 2015) er lovende. Utviklingen på dette området har vært stor de siste årene, og det forventes at lavtemperaturprodusert asfalt vil utgjøre en stadig større andel av det totale asfaltvolumet framover. Dette bør være i alles interesse, både fra et miljømessig, økonomisk og arbeidsmessig synspunkt.

## **6.8.2 Transport og utlegging**

### ***Transport***

Massetransporten fra asfaltfabrikken til utleggerstedet skjer normalt med bil, men i kystområdene våre også med båt. Med hvert lass skal det følge en *veieseddel*, som skal inneholde opplysninger bl.a. om massetype og reseptnummer. Lasset skal kontrolleres mot bilens lovlige lastevne (vognkort) og tillatt aksellast på kjøreruten til utleggerstedet, slik at det ikke betales for overlast. Slik unngås også overlast på vegnettet.

Bruk av lasteplan med rund bunn (baljer) er en effektiv måte for å redusere faren for separasjon og temperaturfall under transport, se figur 6.84.



Figur 6.84 Baljebiler bør brukes ved transport av asfalt (Foto: Statens vegvesen)

### Transport med båt

Vest og nord i landet går en stor andel av den ferdig produserte asfalten med båt fra fabrikk til utleggerstedet. Dette er et særtrekk for Norge, ikke mange andre land baserer seg på/ har erfaringer med båttransport. Ofte er det snakk om store avstander, og transporten inkluderer en eller flere omlastinger til bil. For at kvaliteten på massen ikke skal forringes, krever dette årvåkenhet og en del praktiske forholdsregler.

Ved transport med båt er det viktig at lasterommene er isolert for at asfalten skal holde godt på temperaturen. Under transport må lasten tildekkes godt, f.eks. med isolasjonsmatter, for å hindre varmetap, og dermed beholde bearbeidbarhet og komprimerbarhet på massen.

Hvordan båten lastes og losses har stor betydning for i hvor stor grad det oppstår separasjoner og dermed inhomogeniteter i ferdig utlagt dekke. Lasting av båten må skje så raskt som mulig, og asfaltmassen må skjermes for regn og vind. Ved lossing av båten må lasten avdekkes trinnvis, og gravemaskinføreren må sørge for at kaldere og varmere masser blandes godt før lasting på bil på mottakerkaia.



Figur 6.85 Ved lossing av asfalt fra båt bør bilen stå vinkelrett på båtsiden for å redusere faren for separasjon i massen (Foto: Statens vegvesen)

Det finnes instruksjonshefter vedrørende båttransport som gir praktiske råd og veiledning rundt disse spørsmålene. /20/

### **Forarbeider**

Skilting av arbeidene skal skje i henhold til vedtak basert på godkjent arbeidsvarslingsplan som viser hvordan arbeidet skal varsles og sikres. Bruk av ledebil forbi utleggerstedet har blitt stadig vanligere, og det bidrar til et trygt arbeidsmiljø.



*Figur 6.86 Ivarretagelse av sikkerhet på arbeidsstedet er første bud (Foto: Trafikkdirigering og Statens vegvesen)*

For å sikre vedheft mellom underlaget og det nye dekket må underlaget være godt rengjort. Er underlaget frest bør det rengjøres med spyling og suging, feing er ofte ikke nok for å oppnå et støvfritt underlag.

Før asfalteringen sprøytes det ut et klebemiddel («lim») av bitumenemulsjon, typisk  $0,2 \text{ kg/m}^2$ . Vegbanen må være fri for vann ved klebing. Det er viktig at limet spres jevnt på hele underlaget, og spesielt der man får langsgående eller tversgående skjøter. Klebeemulsjonen skal være brutt (svart) ved asfaltering. Klebingen skal ikke feste til bilhjul, men sitte på underlaget.



*Figur 6.87 Eksempel på dårlig (t.v.) og god (t.h.) klebing. Det er viktig at hele flaten limes. (Foto: Statens vegvesen)*



*Figur 6.88 Resultat av dårlig klebing; slipp av masse i hjulspor og/eller glidning mellom asfaltlagene (Foto: Statens vegvesen)*

### **Utlegging**

Utlegging av asfalt på veien skjer ved bruk av en spesialmaskin (engelsk «asphalt paver»). Hovedkomponentene i en asfaltutlegger er en framdriftsenhet (traktor) og en avstrykerdel (screed). Utleggeren har en mottakersilo i front som transportbilen tømmer massen i. Derfra føres massen på matebelter bakover til screeden. En fordelerkasse fordeler massen jevnt foran screedplaten, noe som er avgjørende for et homogent dekke.

En screed kan justeres mhp leggebredde. Den kan også stilles med ensidig fall mot underlaget, eller med knekk på midten med takfall til begge sider når leggebredden tilsvarer full vegbredde. I tillegg til å fordele asfaltmassen foretar screeden også en forkomprimering av massen før valsingen.



*Figur 6.89 Hjulgående asfaltutlegger (Foto: Volvo Construction Equipment)*

Asfaltutleggere kan være hjulgående eller beltegående. Beltegående utleggere er gjerne både tyngre og større enn hjulgående maskiner, og er derfor godt egnet på større oppdrag og for tungt bearbeidbare masser. Belteutleggere har samtidig god fremkommelighet på løsere underlag. De er imidlertid mindre fleksible knyttet til flytting etc.



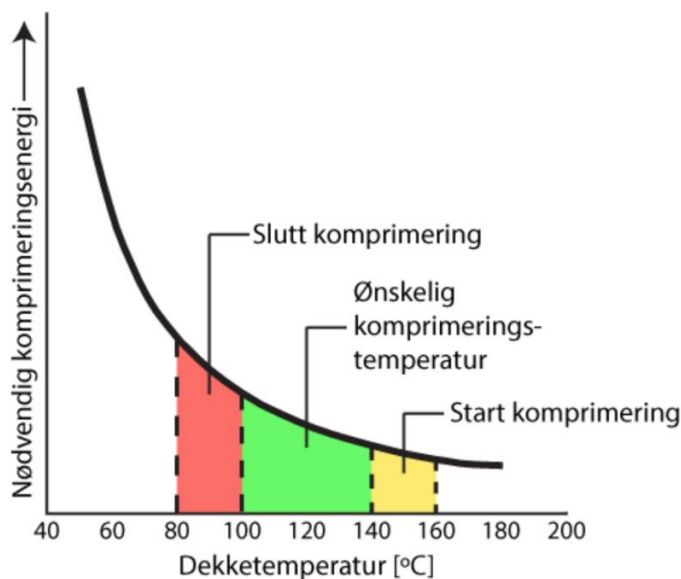
Figur 6.90 God (t.v.) og mindre god (t.h.) tverrskjøt. Et viktig poeng er å holde jevn fart på utleggeren for dermed å unngå flest mulig skjøter. (Foto: Statens vegvesen)

Vanlig kjørehastighet er 3-5 m/min for de fleste typer legging. Jevn hastighet og mest mulig kontinuerlig kjøring er viktig. Kjørehastigheten må tilpasses tilgangen på masse og det komprimeringsutstyret som er tilgjengelig. Lassbytte er et kritisk punkt for kvaliteten og bør skje uten at utleggeren stoppes. Mange feil på nylagte dekker kan knyttes til lassbytte og stopp/start-operasjoner.

### Komprimering

Et godt komprimeringsarbeid er nøkkelen til et vellykket resultat av dekkeleggingen. Det er viktig at føreren av valse har god opplæring både når det gjelder sikker bruk av valse og i riktig valseteknikk. Mangelfull komprimering gir høyt hulrom og fare for etterkomprimering når trafikken slippes utpå (store initialspor). Dette vil medføre redusert levetid for asfaltdekket.

For varmblandede masser er det temperaturen i massen som gjør at den er bearbeidbar. Dekket må derfor vales før temperaturen blir for lav. Tynne dekker, lav lufttemperatur, vind m m gir rask nedkjøling.



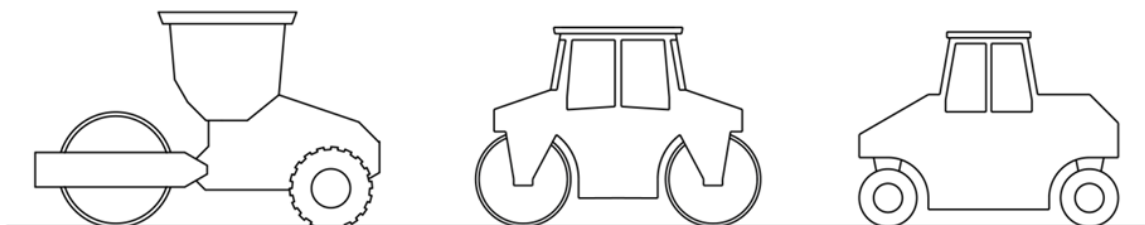
Figur 6.91 Komprimering bør utføres når temperaturen er i området 100-140 °C for ordinær varmproduisert asfalt /17/

Det er viktig å være raskt på med første overfart, da «lukkes» overflaten og varmetapet reduseres.

Samspillet mellom utlegging og komprimering er viktig. Antall og typer av valser må dimensjoneres/velges ut fra type jobb, her er mange ting å ta hensyn til (størrelse på jobb, nødvendig framdrift, type masse, lokale forhold, veggeometri etc.). Det er viktig at valsekapasiteten tilpasses utleggerens hastighet (og vice versa). Det er en fordel for valseføreren at utleggeren holder jevn hastighet uten stopp.

Vi skiller ofte mellom tre typer valser (se figur 6.92);

- *Valser med én trommel* («valsetog»); har ståltrommel med vibrasjon foran og vanlige maskinhjul bak. Finnes i størrelser 3-30 tonn.
- *Tandemvalser*; har to ståltromler som også står for framdrift. Kan brukes med eller uten vibrasjon. Vanligvis brukt til asfaltkomprimering. Finnes i størrelser 1,5-20 tonn.
- *Gummihjulsvalse*; har tett plasserte, glatte gummi hjul foran og bak. Har ikke vibrasjon, brukes til overflatekomprimering og til tynne lag. Finnes i størrelser 3-30 tonn.



Figur 6.92 Vals med én trommel, tandemvals og gummi hjulsvals /18/



Figur 6.93 Valg av komprimeringsutstyr bør skje ut fra den aktuelle jobben; tandemvals (t.v.) er vanlig i de fleste kombinasjoner, mens gummi hjulsvals (t.h.) gjerne er å foretrekke ved tynge bearbeidbare masser som gjenbruksasfalt, kaldasfalt o.l. (Foto: Statens vegvesen)

### 6.8.3 Kvalitetssikring

Alle vegmaterialer har produktstandarder utviklet under den europeiske byggevareforordningen. Produktstandardene imøtekommer overordnede krav til

- Kvalitet- og bestandighet, ved angivelse av klasser og nivåer for ulike egenskaper

- Dokumentasjon av miljøegenskaper
- Hvilke prøvingsmetoder som skal brukes ved dokumentasjon
- Dokumentasjon av samsvar

Samtidig er det krav om at asfaltmassen som går ut fra fabrikkens skal CE-merkes. Dette gir både tilgang til markedet og et system for dokumentasjon av produktet (jfr. figur 6.72).

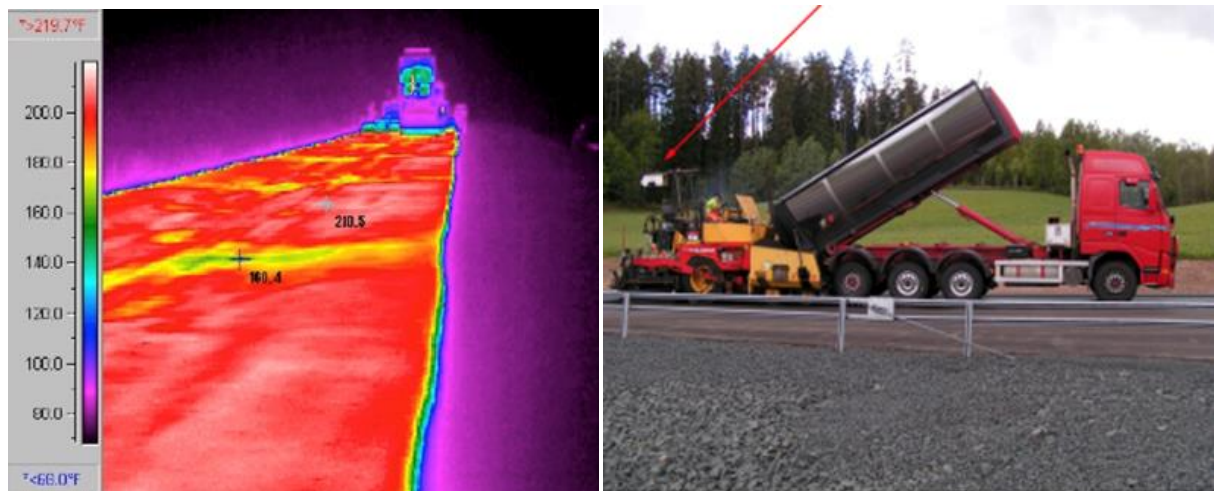
Kvaliteten på et asfaltdekke dokumenteres gjennom den *driftskontrollen* som utføres av entreprenøren og den *stikkprøvekontrollen* som utføres av byggherren.

Entreprenøren vil ha sitt eget opplegg for å følge opp produksjonen både på fabrikkens og ute på vegen. Denne driftskontrollen omfatter registreringer, prøvetakinger og laboratorieanalyser for å kontrollere at den leverte massen er i samsvar med det som er bestilt.

Homogenitet er en viktig kvalitetsparameter for asfaltdekker. I den forbindelse har noen entreprenører, flere steder i samarbeid med byggherrer, begynt å ta i bruk varmekamera (IR-skanning). Dette har vist seg å være et nyttig hjelpemiddel ved at kaldere (og på sikt mer skadeutsatte) partier kan avsløres umiddelbart. Det gir mulighet for å gjøre forbedrende/korrigerende tiltak underveis i arbeidet (transportlogistikk, utleggerhastighet, valseinnsats etc.), noe som selvsagt er en stor fordel.

Å kunne følge disse bildene i framdriften viser seg også å være veldig instruktivt og motiverende for arbeiderne.

Figur 6.94 viser typiske utslag ved bruk av infrarødt varmekamera på en asfaltjobb.



Figur 6.94 Infrarødt varmekamera viser temperaturforskjeller i asfalten (t.v.). Varmekameraet er vanlig å plassere på toppen av utleggeren over screeden (t.h.) (Foto: Conny Anderson)

Med infrarød (IR) skanning har man nå en ikke-destruktiv målemetode som kan avsløre inhomogene dekker rett etter utførelse. IR-skanning er ikke standard målemetode i norske asfaltkontrakter, men kvalitetsgevinsten antas å være så stor at bruken trolig vil øke betydelig.

Den overveiende delen av asfaltkontrakter i Norge er som tidligere nevnt reseptorienterte kontrakter, hvor beskrivelsene av asfaltdekket er gitt i vegnormalene. Byggherrekontrollen går dermed ut på å måle og se om produktet er i overensstemmelse med disse spesifikasjonene.



Pr 2015 er kontrolloppet for reseptkontrakter beskrevet i Statens vegvesens Teknologirapport 2505, jfr. figur 6.95.

Stikkprøvekontrollen retter seg bl.a. mot å kontrollere

- hulrom/densitet
- heft til underlaget
- jevnhet på langs og på tvers

Stikkprøvekontrollen inneholder også både en visuell kontroll og en oppfølging av at entreprenøren følger kvalitetssikringssystemet som er beskrevet i kontrakten.

Kontroll av hulrom er en viktig del av byggherrens kontroll. Er hulrommet for lavt kan det føre til plastiske deformasjoner og blødninger, og er det for høyt kan det bl.a. føre til etterkomprimering og spordannelse, som går ut over dekkelevetiden. Målingene tas i hjulsporet senest en uke etter legging, i et nærmere angitt måleomfang.

Bruk av isotopmålerutstyr er vanlig for disse målingene (se figur 6.95).



Figur 6.95 Rapport 2505 (t.v.) beskriver kontroll og dokumentasjon av utførelse på reseptorienterte asfaltkontrakter for Statens vegvesen. Isotopmåler for hulromskontroll (t.h.) (Foto: Troxler)

Hvis stikkprøvekontrollen viser veldig varierende/avvikende resultater, vil det kunne utløse en etterkontroll. Byggherren bestemmer selv hvor etterkontrollen skal utføres, og den gjennomføres som ekstra målrettet prøvetaking i områder der det er mistanke om avvik. Resultatene fra etterkontrollen avgjør om det er grunnlag for trekk, altså redusert oppgjør til entreprenøren for arbeidet som er utført, på grunn av mangelfull kvalitet.

## 6.9 Dekkefornyelse

Ved valg av vegdekke på *nye veger* er det årskostnadene for dekket som styrer valget. Det vil si at massepriser (ferdig utlagt) og dekkelevetider er avgjørende. Dette er bygget inn i dimensjoneringstabellen, slik at man kan regne med at man vil gjøre et godt valg ved å følge denne (jfr. kapittel 6.6).

Ved dekkefornyelser på en *eksisterende veg* er det også årskostnadene som er avgjørende. Men i tillegg til selve dekkekostnaden vil normalt både spor, ujevnheter og skader tilsi at noe må gjøres *før* et nytt dekke legges.

### 6.9.1 Årskostnader – utgangspunktet for dekkevalget

De fleste dekkekontrakter er basert på at entreprenøren blir bedt om å gi en pris på en dekketype som er beskrevet i vegnormalene (reseptkontrakter). Samtidig skal spor eller ujevnheter i det eksisterende dekket rettes opp, og det er en del av kontrakten som byggherren må beskrive.

Statens vegvesen ønsker det dekket som gir den laveste årskostnaden, dvs. der leggekostnadene (inkludert nødvendig oppretting) gir mest for pengene i forhold til dekkelevetiden.

Statens vegvesen følger årlig opp hva kostnadene er for ulike massetyper i regionene, avhengig av ÅDT, dekketykkelse, steinstørrelse m m, og hvilke dekkelevetider man oppnår. Ut fra dette har man grunnlag for å beregne årskostnadene for en rekke dekkealternativer, og kan velge ut fra lokale forutsetninger.

### 6.9.2 Valg av tiltakstype

Dekkefornyelser er nødvendig når grenseverdiene for tilstandsparameterne spor, jevnhet eller andre skadetyper blir overskredet. I tillegg til å bestemme hvilket dekke som bør legges må en også vurdere om det også er behov for å gjøre noen andre tiltak samtidig.

På lavtrafikkveger er det ofte ujevnheter og setninger som bestemmer hvilken type tiltak som bør settes inn. På høytrafikkveger er det normalt sporslitasjen som er hovedproblemet.

Man må derfor innledningsvis ta en tilstandsvurdering av dekket og finne ut av

- er det spor i dekket?
- er det ujevnheter som må rettes opp?
- er det sprekker i dekket?
- er det andre dekkeskader som bør utbedres samtidig?

Videre må det tas stilling til

- er det nok å rette opp underlaget før det nye dekket legges?
- er det dype spor – og kan de fylles i direkte?
- må sporene freses ned før nytt dekke kan legges?
- er vegen såpass dårlig at den trenger noe forsterkning?
- er det så mye sprekker på vegen at det kan være behov for armering for å unngå at sprekken kommer tilbake?

Forarbeider, som for eksempel fjerning av torvkanter, grøfting, utskifting av dårlige stikkrenner og utbedring av store telehiv er tiltak som bør være utført ett til to år før dekkefornyelsen.

#### ***Dekkefornyelse med oppretting***

For veger med ÅDT < 3000 og delvis svak overbygning vil man ofte ha ujevnheter i det gamle dekket på grunn av setninger, etterkomprimering etc. Her vil det være aktuelt at vegen først rettes opp med asfaltmasse og deretter får et nytt slitelag på toppen.

Mens en typisk dekkefornyelse utgjør 70-90 kg/m<sup>2</sup> (2,5 - 4,0 cm asfalt) vil opprettingsbehovet før dekkeleggingen typisk være på 40 kg/m<sup>2</sup> eller noe over.

Byggherren må gjøre seg opp en mening om opprettingsbehovet, slik at dette blir en del av kontrakten. Det kan være vanskelig å spesifisere nøyaktig hvor disse massene skal plasseres. Oppretting kan skje som punktoppretting, dvs. at massen brukes på angitte steder på strekningen, eller den kan brukes over hele strekningen. Avgjørelsen kan overlates til entreprenøren, eller det avgjøres i fellesskap med entreprenøren på stedet.

Massetypen i opprettingslaget vil være avhengig av massetypen som brukes i slitelaget, og er typisk som vist i figur 6.96. Bærelagstypen asfaltert grus (Ag) er nærmere omtalt i kapittel 5.4.

Slitelag	Opprettingsmasse
Masse med PMB	Masse med PMB
Ska	Ab
Ab	Ab, ev. Ag (avhengig av trafikkmengde)
Agb	Ag
Ma	Ag
Eo	Ag

Figur 6.96 Typisk valg av masstype i opprettingslag avhengig av slitelag

### ***Fresing og legging av nytt dekke***

For vegger med ÅDT > 3000 vil det normalt være sporslitasjen som er utslagsgivende for dekkefornyelsen. Slitasjespor er ofte smale og konsentrerte, og velger man å legge asfalt i full vegbredde vil man da kunne få problemer. Vanlige valser vil lett komme til å «ri» på ryggene mellom hjulsporene og forhindre god komprimering av massen i selve sporene. Dermed blir det etterkomprimering (initialspor) i sporene når trafikken slippes på, og man er egentlig kommet like langt.

På den høytrafikkerte delen av vegnettet er det normalt ikke noe problem med bæreevnen. Man kan da velge å frese bort ryggene mellom sporene ned til nivå med bunnen av sporene (såkalt «traufresing»), og så legge et nytt dekke i full bredde. Da unngår man disse problemene med ujevn komprimering.

På firefelts motorveger (ÅDT > 15 000) kan trafikkbelastningen, og derved slitasjen, være veldig forskjellig mellom feltene, bl.a. fordi det meste av tungtrafikken bruker ytre spor. Ofte må man her dekkefornye ett og ett felt, og eksisterende høyder må da beholdes. Det betyr at disse vegene aldri blir tilført noen ny «forsterkning» gjennom dekkefornyelsen. De eldste motorvegene, bygget på 1960, -70 og -80-tallet, ville i dag hatt god bruk for en tilførsel av mer styrke i dekke og bærelag.

Også der vegen har høydebegrensninger mot fortauskanter o.l., eller der egenvekten på bruer ikke bør økes, er det behov for å frese ned eksisterende dekke før nytt dekke legges.

### ***Sporfylling med forvarming***

Sporfylling med forvarming er normalt et rimelig tiltak som utnytter asfalten optimalt. Ved å varme opp og mykgjøre det gamle dekket før legging av ny asfalt, sikrer man bedre skjøter, bedre komprimering og bedre heft mellom gammelt og nytt dekke.

Forvarmingen av asfaltdekket gjøres med spesielt oppvarmingsutstyr (heatere). Store heatere er gunstig, de gir en mer skånsom oppvarming med mindre aldring av bindemidlet i den gamle asfaltmassen. Heatere kan benyttes sammen med spesialutrustninger for sporfylling, hvor det gamle dekket rives opp i ytterkant av sporene. Dette kan eventuelt kombineres med påsprøyting av ekstra bindemiddel i spleisesonene.

Selv om underlaget blir mykt som følge av oppvarmingen bør ikke de nye tilførte materialene være for grove. Ab med  $d_{maks}$  11 mm vil være det normale, PMB-masse bør vurderes.

Forvarmingen gjør at det ikke vil være behov for klebing. Merk at all merkemaling må/bør freses av før forvarmingen.

Sporfylling med forvarming bør alltid vurderes der sporutviklingen er utslagsgivende for dekkefornyelsen (stort sett for veger med ÅDT > 5000). Dersom tverrprofilen er forholdsvis plant har metoden lavest årskostnad av samtlige tiltak.

Metoden bør ikke brukes to ganger etter hverandre på samme strekning, og den er heller ikke egnet der man har korte sperretider, slik det kan være ved nattarbeid på høytrafikkerte strekninger. Dette kan imidlertid delvis kompenseres for ved bruk av vann for raskere avkjøling.



Figur 6.97 Forvarming før asfaltering med gassfyrt heater (Foto: Vegard Opsahl)

Heatere inngår også i store spesialutrustninger for legging av tynne dekker og gjenvinningsløsninger (f.eks. repaving). Heatere kan også være nødvendig for å sikre heft ved legging av vanlige asfaltdekker i kaldt vær.

### **Sporlegging («track paving»)**

Med sporlegging (track-paving) menes utlegging av asfalt kun i hjulsporene, normalt i 1 m bredde, som kompensasjon for i hovedsak masse som er slitt bort av piggdekk. Tiltaket er derfor mest aktuelt på lengre strekninger på høytrafikkerte veger og motorveger der sporutviklingen er ensartet.

Tiltaket kan gjøres med eller uten forutgående traufresing. Traufresing består i at man freser ned hjulsporet til et firkantprofil for å få et rent trau for sporfyllingen.

Alle slitesterke massetyper kan i prinsippet være aktuelle til sporlegging. Det er vanlig å legge en liten overhøyde i sporene. Dette kan gjøres ved å benytte brukket screed eller «måkevingescreed». Når dette gjøres optimalt vil man når dekket er ferdig komprimert ha en

overflate uten initialspor. Det er også mulig å utføre sporleggingen slik at man ender opp med en liten overhøyde i sporene (inntil ca 4 mm).

Man må forsikre seg om at eventuelle langsgående kanter ikke blir til fare eller ulempe for sykler og (spesielt) motorsykler, og etterfresing av kantene kan være nødvendig.



Figur 6.98 Sporlegging (Foto: Geir Berntsen)

Kostnadene ved en sporlegging vil typisk ligge på halvparten av en tradisjonell dekkefornyelse, men det er en forutsetning at man har en tilstrekkelig stor kontrakt. En sporlegging bør ikke etterfølges av en ny sporlegging, men av en ordinær dekkefornyelse.

### **Gjenvinning av asfaltdekker på veg – varm gjenvinning**

Det finnes ulike spesialmaskiner og «maskintog» som i en og samme operasjon utfører oppvarming av gammelt dekke, oppfresing/oppriving av gammel masse, tilsetning av ny bitumen og/eller ny asfaltmasse, blanding av gammel og ny masse og avsluttende utlegging av nytt gjenvunnet dekke. De mest avanserte og største «gjenvinningstogene» er opp mot 80 m lange. Disse egner seg naturlig nok best på veger med god bredde og god kurvatur. På grunn av en del støy, røyk m m er metodene best egnet utenfor tettbygd strøk.

Varm gjenvinning på veg er spesielt egnet når bæreevnen er tilfredsstillende og/eller ved fortauskanter og lignende som krever lav byggehøyde. Skader i form av sporslitasje, overflateforvitring og dårlig friksjon er egnede objekter for metoden. Dessuten bør det gamle dekket ha en homogen massesammensetning og jevn geometri i lengde- og tverrprofilet.

Det er viktig med forutgående måling av hjulspor og tverrfall for beregning av ekstra masse som må settes til. Dette må suppleres med uttak av prøver og analyser av gammelt slitelag for å kunne foreta riktig proporsjonering for det nye dekket, herunder mengde og hardhet av nytt bindemiddel.

Infrarøde heatere med skånsom forvarming i flere trinn og god dybdevirkning, er viktig for å nyttiggjøre seg bindemidlet i det gamle dekket best mulig. Det er spesielt viktig å unngå for høy temperatur når dekket inneholder myke bindemidler eller andre stoffer som kan gi avgasser. Vann i dekket er generelt ugunstig, da må man gjerne kompensere med ekstra varming som gir økt aldring/ forkoksing av bindemidlet.

Litt avhengig av konsept kan disse varme gjenvinningsmetodene på veg ha ulike benevnelser:

### *Repaving*

Ved repaving forvarmes og mykgjøres det eksisterende dekket og skrapes sammen til en streng. Deretter blandes denne massen og omfordeles i tverrprofilet. Nyere utstyr kan også tilsette nytt bindemiddel i den gamle massen.

En utleggerenhet i bakkant av maskinen legger deretter ny masse over. Det nye dekket har som regel ca. halv tykkelse (ca. 50 kg/m<sup>2</sup>) av et ordinært asfaltdekke.



*Figur 6.99 Gjenvinning på veg ved bruk av repaver (Foto: KFA)*

Erfaringene med repaving alene er litt blandet. I tilfeller med stive og magre dekker med dype spor kan komprimeringen bli mangelfull, og man har sett eksempler på rask framvekst av krakelering og rask gjennomsliting av det nye dekket.

### *Remiksing*

Ved remiksing varmes eksisterende dekke med selvdrevne infrarøde asfaltvarmere (heatere) som mykgjør asfalten ned til 2-3 cm dybde. Bak heaterne varmfreses og skrapes dekket av i ønsket dybde, og skrus inn i en blandeenhet. Der blir asfaltgranulatet tilsatt nytt bindemiddel og eventuelt ny varmmasse, før den resulterende, homogeniserte blandingen går til en utlegger.

Vanligvis tilsettes ca. 15-30 kg/m<sup>2</sup> ny asfaltmasse. I forbindelse med oppgradering av bærelag og bindlag kan det også være aktuelt med tilsetning av rene steinmaterialer. Disse kan tilsettes i blanderen eller legges ut i forkant av maskinen og tas inn under freseprosessen.

For at remiks skal være lønnsomt bør forbruket av ny masse ikke overstige 25-30 kg/m<sup>2</sup>.

Remiks er best egnet for Ma-dekker og Agb-dekker med mykt bindemiddel.

Bruk av remiks vil gjerne også kreve at

- det er en viss størrelse på jobben
- vegen ikke er altfor svingete, smal og ufremkommelig pga. størrelsen på utstyret
- asfaltmassen i den eksisterende vegen ikke varierer mye i sammensetning
- gammelt dekke er relativt homogent mht. jevnhet på lang og tvers

Bruk av remiks forutsetter at vegen allerede har en rimelig dekkelevetid. Dersom vegen bør tilføres mer styrke, er remiks ingen god løsning.

### *Remiks Pluss*

Dette er en nyere variant hvor remiks-maskinen er utstyrt med to screeder (asfaltutleggere) der den første legger gjenvinningsmasse og den andre legger ny varm masse over. Dermed kan ny masse lett tilpasses ønsket funksjon mht. slitestyrke, friksjon osv. Men samtidig kan eventuelle feil og større variasjoner i gjenvinningsmassens korngradering i liten grad korrigeres.



*Figur 6.100 Varm gjenvinning på veg, remiksing (Foto: Geir Berntsen)*

### *Pyropaver*

Dette er en videreutvikling av remiks-metoden. Eksisterende dekke varmes med gassfyrte infrarøde varmepanener til ca. 110-120 °C og freses/skrapes av i to trinn, normalt inntil ca. 5 cm dybde. Deretter blandes dette materialet sammen med ny masse i en tvangsblender og føres videre til utleggerdelen.

Problemet med asfaltrøyk er for en stor grad eliminert ved at røyken ledes tilbake og går til katalytisk forbrenning. Metoden gir dermed mindre utslipp og bedre miljø for både asfaltarbeiderne og naboene til vegen.



*Figur 6.101 Varm gjenvinning på veg med Pyropaver. Legg merke til skorsteinene for avbrenning av røykgassene. (Foto: Paveover Inc., USA)*

### **Gjenvinning av asfaltdekker på veg – kald gjenvinning**

Når fresemasser og/eller oppknuste asfaltflak brukes på nytt uten tilsetning av nytt bindemiddel, kalles det *knust asfalt* (Ak). Knust asfalt kan brukes som bærelag og forkilingsmasse og som anleggsdekke eller midlertidig dekke ved lav trafikk.

Bruk av knust asfalt kan bidra til svært økonomiske løsninger når det er mulig å bruke massen innen samme kontrakt og uten mellomlagring. Knust asfalt er også godt egnet til oppretting og forsterkning av lavtrafikkerte veger da massene kan benyttes som øvre bærelag for veger med ÅDT < 1500. Knust asfalt kan benyttes som nedre bærelag for ÅDT < 10 000, men i vedlikeholdssammenheng vil dette kun være aktuelt ved omfattende forsterkningsarbeider.



*Figur 6.102 Eksempel på kald gjenvinning på veg; eksisterende gammelt dekke freses av med kaldfres, konstruksjonen under dypstabiliseres med innfresing av nytt bindemiddel og steinmateriale, bortfrest Ak legges ut igjen på toppen som øvre bærelag og anrikes med nytt bindemiddel (skumbitumen), før hele den oppgraderte konstruksjonen komprimeres og klargjøres for nytt slitedekke (Foto: Statens vegvesen, Troms)*

### **Overflatetiltak**

#### *Asfaltfornyer (fog seal)*

Dette er en gruppe produkter som etter hvert har fått godt innpass i det preventive dekkevedlikeholdet. Tiltakene benevnes ofte noe ulikt, vi støter bl.a. på betegnelsene impregnering, forynger, oppfriskning, rejuvinator m.fl.



Den engelske betegnelsen *fog seal* er ganske beskrivende, tiltaket består enkelt i at asfaltdekket sprøytes med et tynt lag bindemiddel (tåkeslør). Bindemiddelforneren kan være en bitumenemulsjon eller bitumenløsning med mykt bitumen, dosering avpasses etter dekket, typisk ca. 0,5 kg/m<sup>2</sup>. Eventuelt foretas avstrøing med sand/steinmel etterpå.

Formålet er å aktivere/myke opp det gamle harde bitumenet i toppen av dekket, tette igjen mikrosprekker, binde steinmaterialene bedre samt tjene som ekstra bindemiddelhinne på overflaten.

Virkningene av asfaltfornyere vil normalt være best på dekker med en åpen overflate, slik at fornyeren får virke godt i det øverste sjiktet (10 mm). Tiltaket gir et bindemiddeltilskudd, men har ingen avrettende effekt.



Figur 6.103 Fornyning av et aldret asfaltdekke med bitumenemulsjon  
(Foto: USAshalt Maintenance)

#### *Forsegling*

Forsegling består i påsprøyting av en tynn bindemiddelfilm, bitumenemulsjon eller bitumenløsning (typisk 0,5 kg/m<sup>2</sup>), med påfølgende avstrøing med knust sand eller finpukk (fraksjon vanligvis 0,5-4 mm, og med 3 - 6 kg/m<sup>2</sup>). Bindemidlet skal være hurtigbrytende eller ha lettflyktige løsemidler. Polymermodifisert bitumen kan benyttes.

Utsprøyting foretas på rengjort og tørt underlag, eventuelt fuktig underlag ved bruk av emulsjon. Overskudd av avstrøingsmateriale kan feies bort. Forseglingen kan trafikkeres etter brytning/fordamping av løsemidlet.

Forsegling er aktuelt ved forebyggende vedlikehold av et åpent eller porøst dekke. Forseglingen kan også være egnet til etterbehandling av freste dekker. Tiltaket gir primært bindemiddeltilskudd, men også økt friksjon. Tiltaket har liten/ingen avrettende effekt.

#### *Slamasfalt («slurry seal»)*

Her er konseptet at steinmaterial, bindemiddel, vann og eventuelle tilsetningsstoffer blandes og legges ut som en flytende og selvutjevne masse i én operasjon med én og samme spesialmaskin. Tilslaget består av knust stein (0/4, 0/6, 0/8 eller 0/11 mm), og eventuelt spesialfiller, sement og fiber.

Emulsjon med polymermodifisert bindemiddel kan med fordel benyttes, vanlig ellers er bitumen 160/220-basert emulsjon.

Materialene lastes inn og blandes i spesialmaskinen på utleggerstedet. Maskinen har en utleggerslede som fordeler massen jevnt utover vegbanen. Emulsjonen bryter etter kort tid (1-10 min.), og dekket kan trafikkeres etter 20-30 min.

Tiltaket gir, i tillegg til bindemiddeltilskudd, vesentlig bedret friksjon og en viss opprettingseffekt (avhengig av  $d_{max}$ ).

Slamasfalt anvendes primært som forebyggende vedlikehold av porøse og åpne dekker, men kan også tjene som selvstendig dekke når det benyttes nominell steinstørrelse på 8 mm eller 11 mm. Slamasfalt er best egnet på veger og plasser som ikke er spesielt utsatt for slitasje, f.eks. flyplassarealer, parkeringsarealer, boligater, gang- og sykkelveger mv.

Slamasfalt kalles ofte populært *slurry*, ut fra den opprinnelige engelske betegnelsen *slurry seal*. Ved riktig bruk av forsegling, slamasfalt etc. kan vedlikeholdsutgiftene reduseres betydelig, og asfaltdekkenes levetid totalt sett forlenges. Dette forutsetter at tiltakene utføres teknisk riktig (materialer, utstyr, renhold av dekket, klimatiske forhold ved utlegging osv.) og til riktig tid. For å få full effekt må tiltak av denne type settes inn *før* skadene blir for store (*preventivt vedlikehold*).



Figur 6.104 Utlegging av slamasfalt; prinsippskisse (t.v.) og bilde av utlegger (Foto: Missouri Petroleum)

### Midlertidige tiltak

#### Planfresing

Dette er en vanlig metode der piggdekksslitasje er hovedkilde til sporutviklingen. Gitt at den totale dekketykkelsen er stor nok, freses ryggene mellom sporene ned slik at man gjenskaper en jevn vegoverflate. Det benyttes store fresemaskiner med høy kapasitet og mulighet for automatisk nivellering/avretting av vegdekket, både i tverr- og lengdeprofil.

Den bortfreste massen gjenbrukes vanligvis på mindre trafikkerte veger eller som forsterkningslag/bærelag.

Planfresingen kan ikke redusere den totale asfalttykkelsen mer enn at kravet til vegens bærelagsindeks fortsatt tilfredsstilles. Etter gjentatte planfresinger må man derfor normalt legge nytt slitelag.

Rillene i dekkeoverflaten etter fresing kan være en ulempe for sykler og motorsykler, men nyere tannmønster kombinert med høy hastighet på fresetrommelen har minsket problemet.



Figur 6.105 Asfaltfresing; traufresing (t.v.) og planfresing (t.h.) (Foto: Arvid Jordet)

### Flatelapping

Formålet med flatelapping er å kunne utsette et større dekketiltak med minst 1–2 år. Lengden på en flatelapping er gjerne mellom 10 og 100 m, men helt opp til ca. 200 m kan tiltaket også bli kalt flatelapping. Flatelapping kan dekke ett eller to felt. Det er ikke et selvstendig dekketiltak, men en reparasjon av en skade, for eksempel en deformasjon eller en dekkefeil (separasjons-roser, krakeleringer, steinslipp).

Korte partier med dårlig dekketilstand eller tydelige tegn på at dekket snart går i oppløsning (krakeleringer eller andre sprekker) kan flatelappes med varme masser eller med bruk av overflatebehandling. På det lavtrafikkerte vegnettet (ÅDT < 1500) kan forsegling av krakelerte og oppsprukne partier være aktuelt. Som bindemiddel brukes da bitumenemulsjon og steinmaterialer i fraksjon 4/11 eller 4/8 mm.

Veger med kantheng eller kantdeformasjoner kan med fordel utbedres med kantoppretting. Den beste måten for dette er å frese en leggekant mot «ryggen» mellom indre og ytre hjulspor. En slik kantutbedring vil ofte ha en bredde på 1,5-2,5 m. Der det er mye trafikk bør det primært brukes Ab 16 (ev Ab 16 PMB eller Ab 22).

Dersom flatelappingen fører til en utsettelse av den ordinære dekkefornyelsen med to år, bør ikke kostnadene på tiltaket overstige ca. 20 % av kostnadene for en ordinær dekkefornyelse for at tiltaket skal være lønnsomt. Kan full asfaltering bare utsettes med ett år, bør kostnadene ikke overstige mer enn ca. 10 %.

Bruk av flatelapping indikerer at det er partier på vegen som har spesielle problemer med å opprettholde tilstanden. Det vil vanligvis si at bæreevnen på disse partiene er for dårlig. Det kan derfor være riktig å foreta en oppretting/forsterkning på slike partier i forkant av en ordinær dekkefornyelse. En flatelapping kan i enkelte tilfeller være en del av denne forsterkningen.

### Armering

Dersom bæreevnesvikt er kommet til syne gjennom krakelering, vil armering med syntetiske nett eller glassfibernet kunne redusere nedbrytningshastigheten, men investeringen kan være tvilsom.

Ved store sprekker og store bevegelser (telesprekker) vil stålnett være best egnet, men disse krever en overdekning på minimum 150 kg/m<sup>2</sup> med asfalt.

### 6.9.3 Valg av asfaltdekke ved dekkefornyelser

Det er de samme fire dekketyper (Ma, Agb, Ab og Ska) som dominerer dekkevalget ved dekkefornyelser som ved nybygging. Sørger man for å få et jevnt underlag for dekkefornyelsen vil de fleste av disse massetypene kunne tilpasses de ulike tiltakstypene som er beskrevet foran.

#### Eksempel på strategi for valg av dekke

Kunnskap om dekkelevetider oppjusteres jevnlig, massekostnadene endrer seg og nye dekketyper utvikles. Dette gjør at det anbefalte dekkevalg kan endre seg gjennom årene. Vegnormalene gir et stort spenn på de dekkevalg som kan tas, og praksis i de ulike regionene/landsdelene i Norge varierer derfor en god del.

Statens vegvesen Region øst har ut fra opptredende dekkelevetider og massekostnader beregnet hvilke årskostnader de ulike massetypene gir, jfr. figur 6.106. Massepriser og årskostnader er vist relativt, fordi dette bildet har en tendens til å holde seg over tid.

Bildet er trolig ikke veldig ulikt i resten av Norge.

Masstype	Relativ massepris (pr. tonn)	Dekkelevetid (år) / relativ årskostnad				
		ÅDT				
		< 1500	1500-3000	3-5000	5-10000	> 10000
Eo 11 oppretting 40 kg/m <sup>2</sup>	(25 kr/m <sup>2</sup> )	12,0/76%	10,0/			
Eo 11 oppretting 80 kg/m <sup>2</sup>	(25 kr/m <sup>2</sup> )	12,0/104%				
Ma 11 75 kg/m <sup>2</sup>	96%	14,4/98%	12,3/101%			
Ma 11 90 kg/m <sup>2</sup>	95%	16,2/102%	13,9/103%			
Ma 11 110 kg/m <sup>2</sup>	93%	17,2/103%	15,5/101%			
Agb 11 75 kg/m <sup>2</sup>	101%	14,7/ <b>100%</b>	13,0/ <b>100%</b>	10,1/99%		
Agb 11 90 kg/m <sup>2</sup>	<b>100%</b>	16,3/105%	14,5/104%	11,5/101%		
Agb 11 110 kg/m <sup>2</sup>	98%	17,3/107%	16,0/106%	12,8/99%		
Ab 11 75 kg/m <sup>2</sup>	102%		13,8/97%	11,3/100%	8,0/	5,0/
Ab 11 90 kg/m <sup>2</sup>	102%		15,3/103%	12,7/ <b>100%</b>	9,5/107%	6,0/
Ab 11 110 kg/m <sup>2</sup>	97%		16,7/106%	14,0/106%	11,0/106%	8,0/107%
Ab 11 m/PMB 75 kg/m <sup>2</sup>					10,4/	6,5/
Ab 11 m/PMB 90 kg/m <sup>2</sup>	118%				12,4/ <b>100%</b>	7,8/
Ab 16 m/PMB 110 kg/m <sup>2</sup>	114%				14,3/100%	10,4/ <b>100%</b>
Ska 11 75 kg/m <sup>2</sup>					10,4/	6,5/
Ska 11 90 kg/m <sup>2</sup>	121%				12,4/98%	7,8/109%
Ska 11 110 kg/m <sup>2</sup>	117%				14,3/99%	10,4/98%
Ska 11 m/PMB 75 kg/m <sup>2</sup>					12,5/	7,8/
Ska 11 m/PMB 90 kg/m <sup>2</sup>	139%				14,8/110%	9,4/126%
Ska 16 m/PMB 110 kg/m <sup>2</sup>	133%				17,2/99%	12,5/98%
Ab 11 sporfylling 45 kg/m <sup>2</sup>	169%				8,3/	6,7/
Ska 11 sporfylling 55-60 kg/m <sup>2</sup>	204%				10,4/63%	7,5/70%
Ab 11 tynndekke 40 kg/m <sup>2</sup>			12,8/	11,0/	6,3/	4,0/
Ab 16 tynndekke 40 kg/m <sup>2</sup>				11,6/	7,3/	5,0/
Ab 11 sporlegging m/PMB						7,0/48%
Ska 11 sporlegging m/PMB						8,5/49%

Figur 6.106 Relative massepriser, dekkelevetider og årskostnader for de mest brukte massetyper i Statens vegvesen Region øst (inkludert transport)

I praksis vil dekkevalget måtte begrense seg til bruk av færre dekketyper enn det figur 6.106 viser. Figur 6.107 viser et forenklet bilde av det dekkevalget som i praksis blir gjort i Region øst. Sammen med asfaltbyggeledernes erfaringer med de ulike dekketyperne er dette utgangspunktet for dekkevalget i Region øst. Også ev bruk av PMB er angitt her.

I hvert tilfelle vil imidlertid dekkevalget bli vurdert ut fra de mange spesielle forhold som det alltid vil være ved den enkelte veg.

ÅDT 0 - 1500	Anbefalt dekkevalg	v/ mykt/svakt vegfundament
	1. Agb 11 2. Ma 11 3. Eo 11	1. Ma 11 2. Agb 11 3. Eo 11
ÅDT 1501 - 3000	Anbefalt dekkevalg	v/ mykt/svakt vegfundament
	1. Agb 11 2. Ab11 3. Agb 16	1. Agb11 m/mykt bindem.
ÅDT 3001 - 5000	1. Ska11 2. Ska16 3. Ab11	
ÅDT 5001 - 10000	Anbefalt dekkevalg	v/ behov for støyreduksjon
	1. Ab 16 m/PMB 2. Ska 16 m/PMB 3. Ska 16	1. Ab 11 m/PMB 2. Ska 11 m/PMB 3. Ska 11
ÅDT > 10000	1. Ab 16 m/PMB 2. Ska 16 m/PMB 3. Ab 16 m/PMB	1. Ab 11 PMB 2. Ska 11 PMB 3. Ska 11

Figur 6.107 Praksis for de fleste valg av slitelag (utgangspunkt for prioriteringer) i Statens vegvesen Region øst i 2013

### Dekker på gang- og sykkelveger

Vegnormalene angir både Ma og Agb som aktuelle asfaltdekker på gang- og sykkelveger. Erfaringene med Ma er variable, bl.a. kan det myke bindemidlet føre til hull ved bruk av rulleski, ved ridning (hestesko) m m.

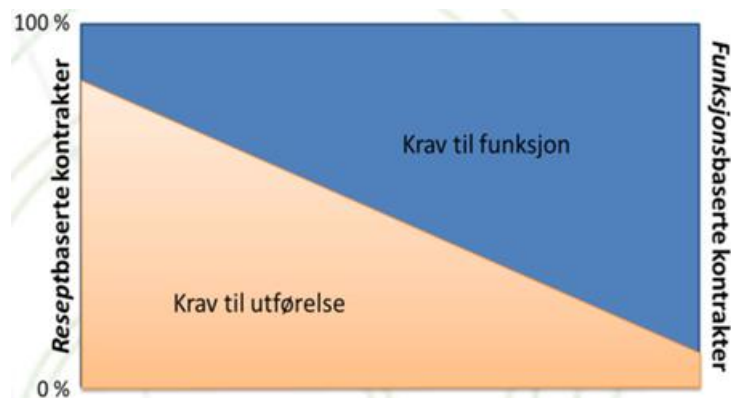
Oppretting med Agb 8 eller Agb 11 og et nytt dekke av Agb 8 eller Agb 11 vil derfor være en god løsning ved dekkefornyelse på gang- og sykkelveger. Mengden av oppretting avhenger av skadene og beskaffenheten til underlaget, og slitelaget bør normalt legges i en tykkelse på ca. 60 kg/m<sup>2</sup> (50 – 80 kg/m<sup>2</sup>).

### 6.9.4 Valg av kontraktstype

I Norge varierer asfaltkontraktene fra rene reseptorienterte kontrakter til rene funksjonskontrakter. I dag er de aller fleste asfaltkontrakter reseptorienterte kontrakter, med krav til utførelse og asfaltens sammensetning.

Det er ønskelig, både for entreprenøren og for byggherren, at asfaltkontraktene i større grad kan være funksjonsbaserte. Først da får entreprenørene tatt i bruk sine tekniske spesielløsninger som de har utviklet internt og som ikke blir etterspurt i de reseptorienterte kontraktene. De beste og mest varige dekkene kan vi derfor få ute på vegen ved bruk av funksjonskontrakter, dvs. når entreprenøren ikke er bundet av kravene i reseptorienterte kontrakter.

Samtidig arbeides det for å utvikle *egenskapsbaserte kontrakter*. Med det menes at byggherren premierer målbare egenskaper for asfalten, for eksempel deformasjonsmotstand, når byggherren ønsker å vektlegge dette spesielt.



Figur 6.108 Asfaltkontrakter, ønsket utvikling; fra krav knyttet til utførelse over til krav knyttet til funksjon (Ill.: Geir Berntsen)

### **Reseptorienterte kontrakter**

En reseptorientert asfaltkontrakt har fokus på krav til utførelse. Det er en kontrakt hvor laveste pris er det dominerende tildelingskriteriet. Kontraktstypen er enkel å administrere, men gir ikke nødvendigvis best mulig kvalitet. Kontraktstypen gir dessuten lite incitament for utvikling. Entreprenøren gjør akkurat det som er nødvendig for å oppfylle kravene, strengt tatt vil bedre kvalitet enn minstekravet bety tap for entreprenøren.

De aller fleste asfaltarbeider som Staten vegvesen (riksveger og fylkesveger) og kommunene (kommunale veger) bestiller er reseptorienterte kontrakter. Det vil si at man bestiller et dekke ut fra de dekketyper som er normert i vegnormalene. Entreprenøren forplikter seg da til å levere det produktet som vegnormalene beskriver, og har et ansvar for å dokumentere kvaliteten gjennom sin driftskontroll. Byggherren følger opp at riktig produkt blir levert gjennom en mer begrenset stikkprøvekontroll. Byggherren stiller krav til maksimalt tillatte spor og ujevnheter umiddelbart etter utlegging (initialspor og initialjevnheter).

### **Kontrakter med funksjonsansvar (funksjonskontrakter)**

Byggherrestrategien for Statens vegvesen sier at «funksjonskontrakter skal tas i bruk for å øke mangfoldet i anvendte kontraktstyper, skape konkurranse og utvikle asfaltsektoren».

Funksjonskontrakter vil være best egnet for veger med  $\text{ÅDT} > 5000$ , her er det i hovedsak vegdekkets kvalitet som bestemmer dekkelevetiden. Veger med  $\text{ÅDT} < 5000$  er ofte gamle og ikke bygget slik at de tilfredsstiller kravene i vegnormalene, dekkenes levetid på disse er svært avhengig av kvaliteten på vegfundamentet.

For byggherren skal funksjonskontrakter være fordelaktig på lang sikt ved at de

- gir lavere årskostnader
- gir en bedre og mer ensartet kvalitet

For entreprenøren skal funksjonskontraktene bidra til lønnsomhet og utvikling

- ved at det skal lønne seg å legge vekt på høy kvalitet i alle ledd
- og uten at det skal øke entreprenørens risiko vesentlig

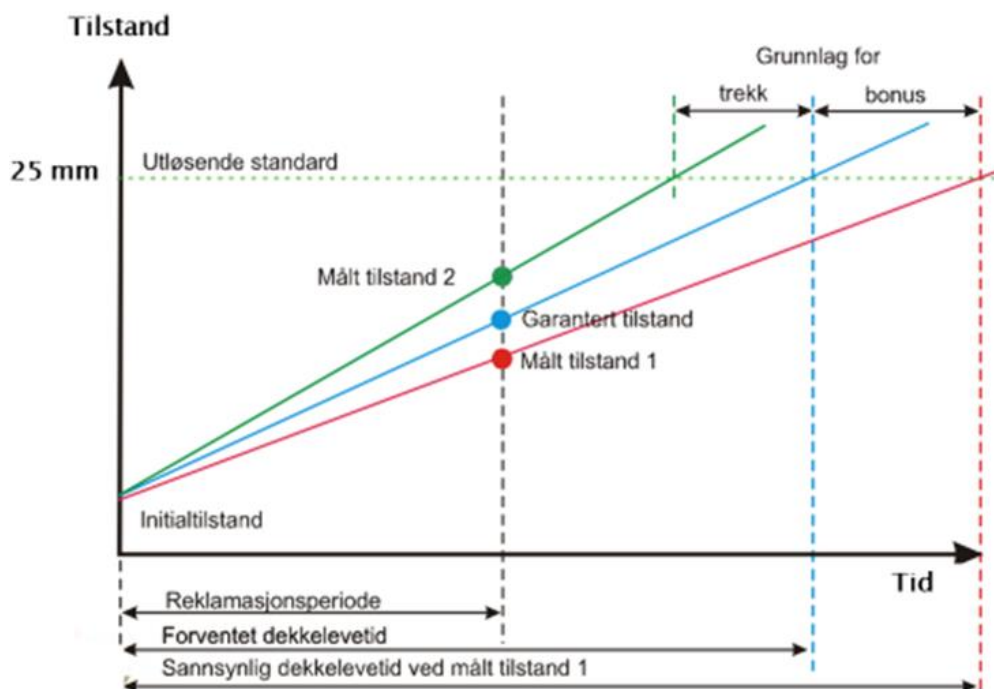
Generelt er det tenkt at funksjonskontrakter skal stimulere fagmiljøet gjennom kompetanse- og metodeutvikling.

Prinsippet i en funksjonskontrakt er at det er en konkurranse om å tilby den løsningen som gir den *laveste årskostnaden* for byggherren. Dette oppnås ved at

1. Entreprenøren selv velger tiltak.
2. Byggherren angir periode frem til oppgjør for kontrakten, for eksempel fem år.
3. Entreprenøren gir en garanti på spor dybde på oppgjørstidspunktet, derav beregnes dekkelevetid.
4. Gunstigste tilbud (dvs. laveste årskostnad) vinner konkurransen.
5. På oppgjørstidspunktet gis en bonus dersom sporutviklingen er bedre enn det som er garantert, og det gjøres et trekk dersom den garanterte sporutviklingen ikke innfris.

Selv om denne kontraktstypen gir en sikkerhet for riktig oppgjør, er det likevel mye å passe på for byggherren underveis mot oppgjørstidspunktet. Juridisk sett er det vanskelig med langvarige kontraktsforhold, og for entreprenøren er det ønskelig at gevinsten for en godt utført jobb kommer i utførelsesåret, og ikke langt inn i fremtiden.

Statens vegvesen jobber nå med å utvikle slike asfaltkontrakter videre, slik at disse forholdene kan ivaretas bedre.



Figur 6.109 Prinsippet for tildeling av en funksjonskontrakt basert på sporutvikling (Ill.: Ragnar Evensen)

### Kontrakter med egenskapskrav

Det er mulig å utlyse asfaltkontrakter med krav til gitte egenskaper som byggherren er ute etter (deformasjonsmotstand, slitasjemotstand, jevnhet m v). Det tas da ut prøver av dekket som er lagt med påfølgende testing av disse i laboratoriet. For eksempel kan gode resultater fra Wheel track-testen utløse bonus.

Det er grunn til å tro at denne typen kontraktstypen vil få økt andel etter hvert, jfr. figur 6.108.

## Referanser

- /1/ Statens vegvesen, *Vegbygging*, Håndbok N200, Vegdirektoratet 2014.
- /2/ Statens vegvesen, *Standard for drift og vedlikehold av riksveger*, Håndbok R610, Vegdirektoratet 2014.
- /3/ Statens vegvesen, *Lærebok Drift og vedlikehold av veger*, Rapport nr 53, Vegdirektoratet 2011.
- /4/ Statens vegvesen, *Laboratorieundersøkelser*, Håndbok R210, Vegdirektoratet 2014.
- /5/ Statens vegvesen, *Reseptorienterte kontrakter. Kontroll og dokumentasjon av utførelse*, Teknologirapport nr. 2505, Vegdirektoratet 2008.
- /6/ *The Shell Bitumen Handbook*, Fifth edition 2003.
- /7/ Øyvind Steen, *Asfaltfaget*, Byggenæringens forlag, 2010.
- /8/ J. Aurstad et al, *Beständighet hos asfaltbeläggningar*, Nordisk Industrifond/VTI Väg- och Transportforskningsinstitutet 2003.
- /9/ *Veileder i gjenbruk av asfalt*, KFA 2013.
- /10/ Geir Refsdal, *Strategi for vegdekker i Region øst – 2012*, Statens vegvesen rapport nr. 106, 2012.
- /11/ Jostein Myre, *Dekkevalg 2013. Beste praksis i Region øst*, Statens vegvesen rapport nr. 255, 2013.
- /12/ R. S. Nordal, E. O. Andersen, *Bituminøse bindemidler*, NTNU Notat 715 (rev. 2010).
- /13/ Dag Bertelsen og Nils Uthus, *Slitasje*. NTNU Notat 706.
- /14/ Jostein Myre, *Utmatting av asfaltdekker*, NTNU 1996.
- /15/ Joralf Aurstad, *Aldring av asfaltdekker på flyplasser*, SINTEF-rapport F92017, 1992.
- /16/ *LavTemperaturAsfalt 2011 – Sluttrapport*; Foreningen Asfalt og veiservice 2012.
- /17/ *Riktig utførelse av asfaltdekker*; Statens vegvesen rapport nr. 352, 2015.
- /18/ *Planlegging og utførelse av komprimeringsarbeid*; Statens vegvesen rapport nr. 284, 2014.
- /19/ *Asfaltboka*, Byggenæringens forlag, 3. utgave 2007.
- /20/ *Båttransport av asfalt*, Varige vegeer-folder, Statens vegvesen 2015.



## 7 Andre vegoppbygninger

### 7.1 Grusveger

#### 7.1.1 Grusvegnettet i Norge

Det finnes ikke lenger grusdekker på det norske riksvegnettet, men fylkesvegnettet har fremdeles 20 % grusdekke (2015). Og på det kommunale vegnettet er bruken av grusdekker utbredt.

Grusdekker krever et kontinuerlig vedlikehold ved:

- tilførsel av ny grus («oppgrusing»)
- høvling (uten tilførsel av ny grus)
- støvdemping (salting, vanning)
- lapping og reparasjon av dekkeskader i og etter teleløsningen
- fjerning av stein i vegbanen
- avretting av telehiv

#### 7.1.2 Valg av grusdekke

##### *Funksjonkrav*

For å sikre avrenning skal vegen ha godt tverrfall. Takfallet skal være på minst 4 %, men ikke mer enn 8 %.

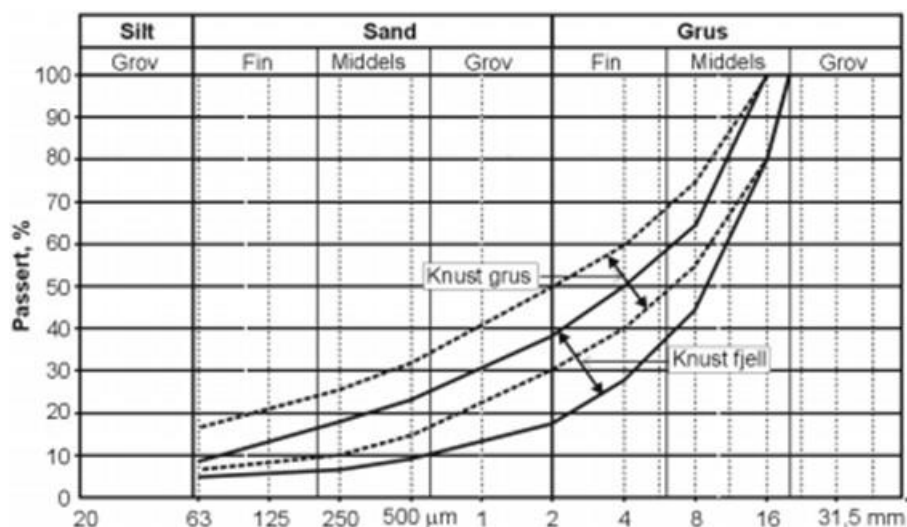
Vegbanen skal være jevn og fast uten slag hull. Løs grus skal forekomme i svært liten grad og vaskebrett skal ikke forekomme.

Støv skal unngås, både av hensyn til trafikantene og omgivelsene. Bruk av støvbindende midler kan i noen tilfelle også bedre stabiliteten til grusdekket.

##### *Materialkrav*

Materialet til et grusdekke skal ha en kornkurve som vist i figur 7.1 og bygges opp med knust fjell (Fk) eller knust grus (Gk) som sikrer at dekket er stabilt og tett.

For å oppnå en god slitestyrke (lite nedknusing) bør grovfraksjonen bestå av en hard og seig bergart med Los Angeles-verdi  $\leq 35$  og flisighetsindeks  $\leq 30$ .



Figur 7.1 Grensekurver for materialkrav til grusdekker /5/

Grusdekket bør ha en tykkelse på minst 5 cm og største steinstørrelse bør ikke være over 19 mm. For å holde på fuktigheten i grusdekket bør det i fjellskjæringer, over steinfyllinger og der bærelaget inneholder lite finstoff (materiale < 0.063 mm), legges inn et underliggende lag med noe finstoff uten at det er telefarlig, slik at det bidrar til å holde på fuktigheten i slitelaget.

### 7.1.3 Dimensjonering av veg med grusdekke

I hovedsak vil en grusveg, som skal være åpen for 10 tonns aksellast, være noe underdimensjonert i forhold til en veg med asfaltdekke. Det er fordi grusdekket kan justeres en gang i blant ved høvling og andre vedlikeholdstiltak. Men det betyr også at man ikke uten videre kan legge et asfaltdekke på en grusveg den dagen man ønsker seg et fast dekke. Vegen må da først forsterkes.

#### Dimensjoneringsforutsetninger

Vegnormalene åpner for bruk av grusdekker på atkomstveger med ÅDT < 300 og på samleveger med ÅDT < 100. Men det er likevel unntaket at nye veger på fylkesvegnettet blir bygget som grusveg ved ÅDT-verdier over 50. Når man først bygger en ny veg vil kostnadsforskjellen mellom en grusveg og en asfaltert veg være liten i forhold til de totale anleggs- og vedlikeholdskostnadene, og dette vil som regel slå ut til fordel for en asfaltert veg.

<b>G</b>		
<b>DIMENSJONERINGSTABELL FOR VEG MED GRUSDEKKE</b> (lagtykkelser i cm)		
<b>VEGDEKKE</b>		Lagtykkelse
Grusdekke, se kap. 61		5
<b>VEGFUNDAMENT</b> (Bærelag og evt. forsterkningslag) <b>PÅ</b>		
Materialtype i grunnen:	Bæreevnegruppe	Tykkelse
Fjellskjæring, steinfylling, T1	1	10
Grus $C_u \geq 15$ , T1	2	10
Grus $C_u < 15$ , T1 Sand $C_u \geq 15$ , T1 Fjellskjæring, steinfylling, T2	3	20
Sand $C_u < 15$ , T1 Grus, sand, morene, T2	4	30 <sup>2)</sup>
Grus, sand, morene, T3	5	40 <sup>2)</sup>
Silt, leire, T4, $c_u \geq 50$ kPa	6	50 <sup>2)</sup>
Silt, leire, T4, $37,5 \leq c_u < 50$ kPa	6	50 <sup>2)</sup>
Silt, leire, T4, $25 \leq c_u < 37,5$ kPa	6	50+20 <sup>1) 2)</sup>
Silt, leire, T4, $c_u < 25$ kPa	6	50+50 <sup>1) 2)</sup>
1) Tall med + foran er knyttet til anleggsfasen, se pkt. 512.13 2) Dersom vegfundamentet splittes i to eller flere lag, skal øvre lag være min. 15 cm tykt, se også krav til fuktmagasinerende lag, pkt 612.2. Filterkriteriene mellom lagene må være oppfylt.		

Figur 7.2 Dimensjonering av grusveg, lagtykkelser i cm /5/

Dimensjoneringstabellen for grusveger (figur 7.2) er basert på følgende forutsetninger:

- Vegen skal være åpen for 10 tonn tillatt aksellast
- Vegen skal dimensjoneres etter trafikkgruppe A i dimensjoneringstabellen for veger med asfaltdekker, men med fradrag av en styrkeindeks på 20

- Grusdekket skal ha en tykkelse på 5 cm
- Bitumen- eller sementstabiliserte materialer skal normalt ikke brukes i bærelaget
- Knust asfalt (Ak) kan benyttes både som bærelag og som vegdekke

### **Dimensjonering**

I laget rett under grusdekket bør det benyttes et velgradert materiale slik at man der har et fuktmagasinerende lag.

Dersom tykkelsen på vegfundamentet er 40 cm eller mer kan det deles i et bærelag og et forsterkningslag. Bærelaget bør da ha en tykkelse på 15 cm og bestå av velgradert knust grus eller knust fjell, for eksempel i sorteringen 0/32.

### **7.1.4 Vedlikeholdstiltak**

Ut fra de krav til tilstandsgrader som er gitt i Håndbok R610 /1/ er det entreprenørens ansvar å gjennomføre de vedlikeholdstiltak som er nødvendig.

#### **Oppgrusing**

I praksis blir en del av veglengden gruset opp hvert år, slik at full oppgrusing er gjennomført ca. hvert 2.-4. år. Det tilføres 1-2 cm ny grus, avhengig av vegtilstand og ÅDT.

#### **Høvling**

Høvling bør utføres når kjørefarten må senkes med mer enn 20 km/t i forhold til normal hastighet på stedet (årsak ofte vaskebrett eller slaghull) og bør utføres minst to ganger i året, fortrinnsvis i forbindelse med oppgrusingen på våren og høsten.



*Figur 7.3 Korrugering («vaskebrett») oppstår når grusen mister for mye av det finstoffet som binder massen sammen. Slaghull oppstår når tverrfallet ikke gir tilstrekkelig vannavrenning /1/*

#### **Støvdempende tiltak**

Bruk av støvbindende midler, for eksempel kalsiumklorid ( $\text{CaCl}_2$ ), lignin mv er særlig aktuelt der grusdekket er laget av knust fjell eller finstoffattig grus med dårlig bindingsevne.

Lignin (egentlig lignosulfonat eller sulfonert lignin), er et biprodukt fra produksjon av papir. Det leveres og spres ut i flytende form, og tynnes ut før utlegging. I tillegg til den støvdempende effekten viser erfaringer at stoffet også kan ha en viss forsterkningseffekt («dypstabilisering») ved at langtidsegenskapene påvirkes positivt.



Figur 7.4 Støvskyer kan redusere sikten kraftig på grusveger, også omgivelsene er ofte plaget av støv (t.v.)/1/. Lignin-stabilisert veg i Flå kommune (t.h.) (Foto: Statens vegvesen).

### Grøfterensk

Grus fra dekket vil etter hvert havne ut i grøftene. Grøfterensk og oppgradering av grøftene bør derfor utføres jevnlig for å sikre vegens drenevne.

### Torvkanter

Torvkanter som bygger seg opp langs vegkantene må periodevis fjernes for å hindre at vann blir liggende i vegbanen.

## 7.2 Betongveger

I en betongveg utgjør betongen både slitelaget og bærelaget, og mens et asfaltdekke betegnes som «fleksibelt», er betongdekket et «stivt dekke». For å unngå oppsprekking av betongdekket er det derfor viktig at vegoverbygningen beveger minst mulig på seg.

I praksis vil det si at man i Norge alltid må frostsikre slike veger. I tillegg må undergrunnen sjekkes ut geoteknisk. Dersom ujevne setninger kan ventes er dette ugunstig med tanke på å oppnå gode dekkelevetider for betongdekket.

I de fleste land er asfaltdekker den foretrukne dekketyperen i dag, men i noen land i Europa er betongveger fremdeles utbredt på høytrafikkveger, se figur 7.5.

Land	Andel betongveger
Tsjekkia	50 % av motorvegene
Østerrike	40 % av motorvegene
Belgia	40 % av motorvegene
Tyskland	25 % av motorvegene
USA	15 % av National <u>Highways</u>
Sveits	15 % av motorvegene
Frankrike	5 % av motorvegene
Nederland	5 % av motorvegene

Figur 7.5 Andelen betongveger i en del land (2013) /4/

På 1920- og 1930-tallet kom betongdekker i bruk i et ganske stort omfang, først i USA og deretter i Tyskland. Betongveger er forholdsvis dyre å bygge, så for å få regnestykket til å gå opp er man avhengig av en lengre dekkelevetid enn det asfaltdekker kan gi.

### 7.2.1 Betongdekker i nordområdene

I Sverige har 5 % av motorvegene betongdekker, i Danmark er tilsvarende tall 0,3 %. I Finland finnes det ikke lenger betongveger. De betongvegene som ble bygget på 1990-tallet eller tidligere er nå blitt asfaltert. Heller ikke Russland bygger betongdekker lenger.

En hovedårsak til den begrensede bruken av betongdekker i nordområdene er høye anleggskostnader.

En følge av manglende bygging er naturlig nok at ekspertisen som man er helt avhengig av blir borte. Når veger med betongdekke likevel sporadisk bygges så ligger det ofte i dette et ønske om å opprettholde et alternativ som kan konkurrere med asfaltdekker.

### 7.2.2 Betongdekker i Norge

De første betongvegene i Norge ble bygget på 1930-tallet, men dekketypen har aldri fått noen stor anvendelse hos oss. Det har aldri vært mer enn ca. 150 km med betongdekker i Norge. Mange betongdekker har etter hvert blitt overlatt med asfaltdekker.

Et betongdekke må kunne ligge uten fornyelse i mange år, setningsskader kan ikke rettes opp og «gjemmes» under et nytt slitelag som ved asfaltdekker. Grunnforholdene i Norge, med mye telefarlige materialer og fare for ulike setninger (store variasjoner i undergrunnen), tilsier at det er begrenset hvor slike betongveger kan bygges.

Utbyggingen av oljeinstallasjoner i Nordsjøen brakte betongteknologien markant fremover, og høyfast betong (fasthetsklasse C75 og bedre) er nå den foretrukne betongkvaliteten. Slitestykken til en slik høyfast betong er to ganger så høy som for C45, som var normalt på slutten av 1970-tallet. Fremskritt i norsk betongteknologi og erfaringer fra betongveger utenfor Norge gjør at slike veger likevel kan bli aktuelle igjen.



Figur 7.6 Betongdekket til høyre i bildet var 22 år gammelt da ny firefelts E6 ved Gardermoen ble åpnet i 2009. Bildet er fra rett før åpningen. (Foto: VG)

Det foreløpig siste betongdekket i Norge ble lagt i 1987 på E6 på en 11 km strekning mellom Jessheim og Gardermoen. Utgangspunktet for dette dekkevalget var et ønske om å kunne bygge en betongveg som ikke var dyrere enn en asfaltert veg. Betongtykkelsen ble derfor ikke mer enn 17 cm.

Da vegen i 2009 her ble bygget om til firefelts veg ble det vurdert om en skulle legge over et nytt asfaltdekke med en gang, eller om en skulle utnytte investeringen i betongdekket på nordgående felt i noen ekstra år. Man valgte å la betongdekket bli liggende i nordgående felt og per 2015 er det fremdeles under trafikk, se figur 7.6.



*Figur 7.7 Dette betongdekket i Jacob Aalls gate i Oslo ble lagt i 1943 (Norges eldste?), da det var knapphet på oljeprodukter. Dekket er fremdeles under trafikk. NB! Til venstre på bildet ses fremdeles hundespor i betongen! (Foto: Geir Refsdal)*

### **Fordeler og ulemper med betongdekker**

De viktigste fordeler og ulemper med bruk av betongdekker i Norge kan oppsummeres slik:

#### *Fordeler*

- Betongdekket kan tåle høye ringtrykk, høy temperatur og statiske belastninger (vegkryss, bussholdeplasser) uten å få plastiske deformasjoner.
- Slitestykken er 2-3 ganger bedre enn asfalt.
- Betongdekket er lyst og det påvirker dermed behovet for vegbelysning positivt.
- Betongdekker tåler fuktige tunnelmiljøer bedre enn asfaltdekker.

#### *Ulemper*

- Betongdekker er ømfintlige for telehiv og ujevne setninger.
- Anleggskostnadene er relativt høye (+ ca. 20 %), noe som forutsetter en høy dekkelevetid.
- Betongdekker er lyse, noe som kan føre til lavere dekketemperatur (pga. utstråling) og større fare for glatt veg.
- Betongdekker krever stor kompetanse å bygge, og det bygges så lite betongveger i Norge at entreprenørkompetansen er liten.
- Det er en del støy fra fuger og overflatestruktur.
- Betongdekker kan være glatte (lav våtfriksjon).

### 7.2.3 Ulike typer betongdekker

Betongdekker deles inn i følgende typer:

- uarmerte plater (fugeavstand 4-6 m)
- slakkarmerte plater (fugeavstand 12-20 m)
- slakkarmerte, kontinuerlige dekker uten fuger
- forspente dekker
- stålfiberarmerte dekker
- valsebetong

Med få unntak er alle norske vegdekker av betong av typen uarmerte plater.

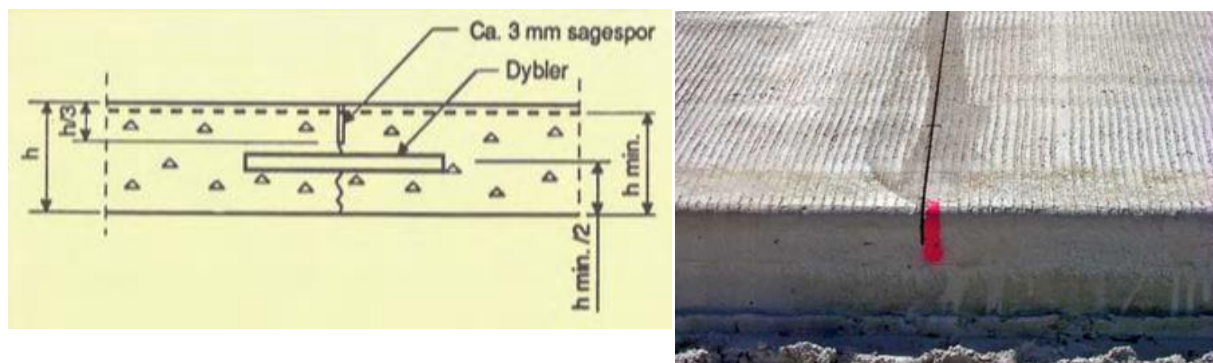
### 7.2.4 Utforming av fuger

#### *Kontraksjonsfuger*

Betongdekket støpes ut i en kontinuerlig operasjon, men etter 12-24 timers herding sages tversgående kontraksjonsfuger med fast mellomrom (fra 4 til 6 m) for å få dekket til å sprekke opp på «anviste steder» ved herdingen. Fugene sages 3-4 mm brede og med en dybde på 1/3 av dekketykkelsen.

Fugebredden vil normalt øke noe pga. svinn under herdingen. Fugene blir ikke fylt med fugemasse, og er normalt ikke merkbare for trafikantene.

Det legges armeringsjern (dybler) i tverrfugene (avstand c/c 30 cm) og forankringsjern i de langsgående fugene av hensyn til lastoverføringen mellom platene. Kontraksjonsfugene må gå over hele dekkebredden, dvs. at de ikke kan stoppe opp ved en langsgående fuge.

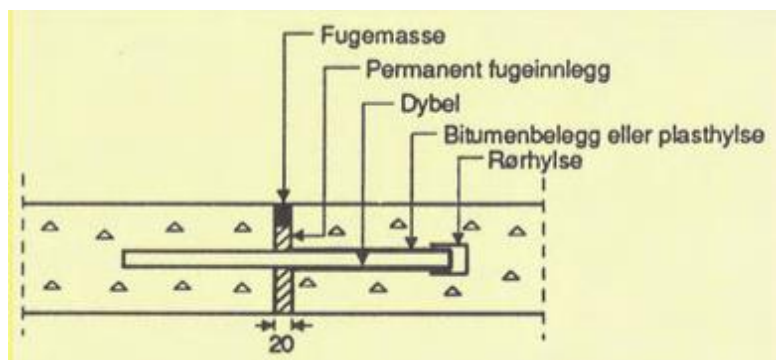


Figur 7.8 Eksempel på kontraksjonsfuge (tverrfuge) i et uarmert betongdekke /2/

#### *Ekspansjonsfuger*

På varme sommerdager kan varmeutvidelsen i et betongdekke overstige svinnet fra herdingen. Det kan da oppstå trykkspenninger i dekket som kan medføre knusningsskader i kantene, og i alvorlige tilfeller kan betongplatene reise seg. Derfor blir betongdekker også utformet med ekspansjonsfuger som kan ta opp utvidelsen uten at dekket skades. Mot faste konstruksjoner, for eksempel bruer, er ekspansjonsfuger helt nødvendig og derfor standard.

Ekspansjonsfuger har lik åpning gjennom hele dekketykkelsen og fylles med et kompressibelt materiale. De forsegles med en fugemasse som hindrer vann, støv og skitt i å trenge ned i fugen.



Figur 7.9 Eksempel på ekspansjonsfuge i et uarmert betongdekke /2/

### 7.2.5 Dimensjonering av veg med betongdekke

Ved dimensjonering av veger med betongdekker brukes i Norge en metode som er basert på spenningsberegning med bruk av Westergaards ligninger og metode utarbeidet av Portland Cement Association (PCA). Metoden bygger på at hver enkelt last gir et bidrag til utmatting av dekket.

#### *Dimensjoneringsforutsetninger*

Ved dimensjonering av veger med asfaltdekke bestemmes overbygningstykkelsen ut fra en klassifisering av undergrunnen. Disse undergrunnstypene er knyttet til styrkeverdier som E-moduler og CBR-verdier, selv om disse parameterne ikke er synliggjort i selve dimensjoneringsdiagrammet.

Ved dimensjonering av veger med betongdekke er utgangspunktet undergrunnens K-modul, slik den er vist i figur 7.10.

Undergrunn	Bæreevne-gruppe	E-modul MPa	K-modul $10^{-2}$ N/mm <sup>3</sup>
Fjellskjæring, steinfylling > 2 m, T1	1	110	9
Grus, Cu ≥ 15, T1	2	110	9
Grus, Cu < 15, T1	3	75	6
Fjellskjæring, steinfylling, T2	3	75	6
Sand, Cu ≥ 15, T1	3	75	6
Sand, Cu < 15, T1	4	50	3
Grus, sand, morene, T2	4	50	3
Grus, sand, morene, T3	5	30	2
Leire, silt, T4	6	20	1

Figur 7.10 Inndeling av undergrunnsmaterialer i bæreevnegrupper med veiledende E-modul og K-modul /5/

K-modulen er en parameter som sier noe om den trykkendring som er nødvendig for å oppnå en gitt volumreduksjon i materialet (kompresjonsmodul). Den måles i N/mm<sup>3</sup>.

#### *Dimensjonering*

Vegnormalene (Håndbok N200) angir minstekrav til overbygningstykkelse for veger med betongdekke.

Som hovedregel skal fundamentet for et betongdekke alltid frostsikres dersom materialet i grunnen er i telefarlighetsklasse T3 eller T4. Med mindre det er særlig viktig å unngå risiko for



televiv (f.eks. motorveg med fire kjørefelt eller mer og ÅDT > 8000), gir en dimensjonering basert på en frostmengde på F<sub>10</sub> og maks overbygningstykkelse 1,80 m tilfredsstillende frostsikring.

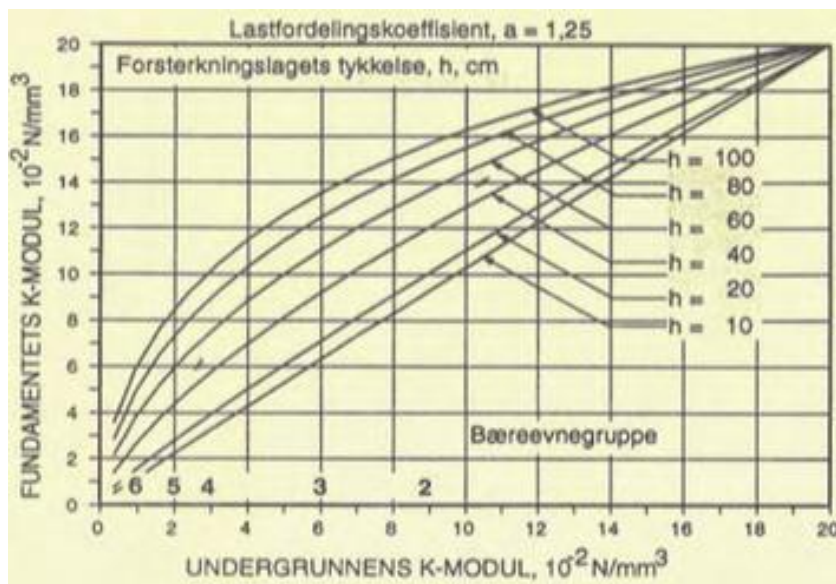
En dimensjonering av veg med uarmert betongdekke vil ha følgende trinn:

1. Undergrunnsmateriallets K-modul bestemmes (figur 7.10).
2. Med utgangspunkt i et valgt materiale for forsterkningslaget bestemmes hvilken lastfordelingskoeffisient (a) som skal brukes (figur 7.11).

Materialtype	E-modul, MPa	Lastfordelingskoeffisient, a
Asfaltert grus (Ag)	3000	3,00 <sup>1)</sup>
Sementstabilisert grus (Cg)	2000	2,50 <sup>2)</sup>
Asfaltert pukkk (Ap)	1000	2,00
Penetrert pukkk (Pp)	375	1,50
Knust fjell (Fk)	250	1,35
Knust grus (Gk)	200	1,25
Kult, pukkk	150	1,10
Forsterkningsgrus	110	1,00

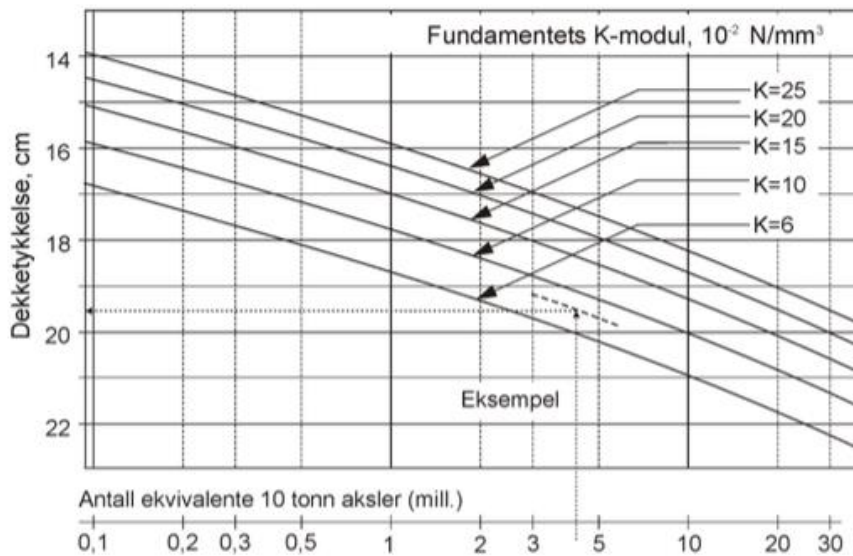
Figur 7.11 Lastfordelingskoeffisient for noen materialtyper i forsterkningslag/bærelag /5/

3. For denne lastfordelingskoeffisienten finnes en korrigert K-modul (vegfundamentets K-modul). Det finnes diagrammer for flere lastfordelingskoeffisienter, et eksempel er vist i figur 7.12.



Figur 7.12 Eksempel på beregning av korrigert K-modul for betongdekkets fundament, basert på tykkelse og lastfordelingskoeffisient (her: a = 1,25) for forsterkningslaget /2/

4. Med den korrigerte K-modulen for vegfundamentet bestemmes tykkelsen på betongdekket fra figur 7.13.



Figur 7.13 Dimensjonering av betongdekke med fasthetsklasse B35 ut fra trafikkmengde (N) og stivheten på betongdekkets fundament (korrigert K-modul) /5/

5. Ved kortere platelengde enn 5 m kan dekketykkelsen reduseres med 5 %. Ved høyere betongkvaliteter enn B35 kan også betongtykkelsen reduseres, slik det er vist i figur 7.14.

ADT	Betongkvalitet	Korreksjonsfaktor				
		B35	B55	B65	B75	B85
0-1500		1,0	0,90	0,86	0,82	0,78
1500-5000		1,0	0,92	0,89	0,86	0,83
5000-15000		1,0	0,95	0,92	0,89	0,87
over 15000		1,0	0,97	0,95	0,93	0,92

Figur 7.14 Korreksjonsfaktorer for dekketykkelser ved fasthetsklasser høyere enn B35 /5/

6. I tillegg til denne bæreevnemessige dimensjoneringen skal det vurderes om det bør gis et tillegg som tar vare på den reduksjonen i tykkelse som piggdekkslitasjen vil medføre. Videre må det også gis et tillegg dersom vedlikeholdet av dekket er basert på at ryggen mellom sporene skal freses/slipes ned når sporkriteriene er nådd.

### 7.2.6 Vedlikehold av betongdekker

Betongdekker vil normalt ha en tykkelse som tilsier at hjulsporene kan freses bort en eller flere ganger. I tillegg til en utbedring av sporslitasjen vil en slik fresing/sliping også utjevne ujevnheter i lengdeprofilen og gi en mer ru overflate som bedrer friksjonen.

Mens sliping skjer ved at tetsittende diamantblad sager tynner riller i dekket, skjer fresing ved at fresetennene slår eller river spor i dekket. Sliping er kostbart og det er vanlig at det først benyttes en piggvalsefres som tar de største ujevnhetene. Diamantsliping foretas så som en siste «finpuss».

Påstøp er en vedlikeholdsmetode som egner seg best der en har en kombinasjon av sporslitasje og behov for å foreta en bæreevnmessig styrking av dekket. Særlig aktuelt er dette når det ikke på forhånd er bygd inn en overhøyde i dekket med tanke på sliping/fresing. Påstøp bør ikke legges tynnere enn 5 cm.



Figur 7.15 Diamantslipemaskin i arbeid (t.v.) og slipt betongdekke (t.h.) /2/

### 7.2.7 Valsebetong

Valsebetong er en jordfuktig betong uten dybler i fugene. Den tørre konsistensen krever høy energitilførsel ved komprimering.

Kompetansen i å bygge med valsebetong i Norge er opprinnelig knyttet til bruk i bygging av valsebetongdammer.

Mens betongdekker først og fremst benyttes for veger med høy trafikk er valsebetong et alternativ for veger med liten til middels trafikk ( $\text{ÅDT} < 3000$ ).

Bruk av valsebetong på veg i Norge (totalt under 100 km) startet i Telemark i 1981. Senere er det i Nordland det er bygget flest valsebetongveger, mange av disse ligger i tunneler.

## 7.3 Veger med belegningsstein og gatestein

### 7.3.1 Generelt

*Belegningsstein* av betong kalles belegningsstein. Et dekke av belegningsstein eller betongheller er et fleksibelt dekke i den forstand at det føyer seg etter underlaget, forutsatt at bevegelsene er små. Samtidig vil dekket tåle relativt store påkjenninger uten varige deformasjoner også i varmt vær. På denne måten kan det hevdes at dekket kombinerer betong- og asfaltdekkets positive egenskaper uten å ha noen av disse dekketypenes svakheter.

Vegdekker av belegningsstein av betong kan benyttes til gang-/sykkelveger, parkeringsplasser, industriområder o.l. Unntaksvis kan belegningsstein brukes på atkomstveger. Belegningsstein brukes ofte på arealer med krav om gode tilpasninger til bygninger og andre installasjoner som er fundamentert frostfritt.

I slike situasjoner vil det være viktig at også arealene med belegningsstein ikke utsettes for telehiv. Hvorvidt frostmengden  $F_{10}$  eller  $F_{100}$  skal være dimensjonerende, må vurderes ut fra stedlige forhold.

*Gatestein* av naturstein kalles gatestein. Begrepet brostein brukes også en del. Gatestein produseres hovedsakelig av granitt. Vegdekker av gatestein kan benyttes til adkomstveger og

parkeringsplasser. Dekkene kan også benyttes til hovedveger og samleveger, men da begrenset til veger med skiltet hastighet 40 km/t eller lavere.

Dekke av *plater av naturstein*, for eksempel på plasser og fortau, er ikke omtalt i denne læreboka.



*Figur 7.16 Rundkjøring der belegningsstein er brukt på grunn av en stor andel tunge kjøretøyer, Zimbabwe (Foto: Rolf Johansen)*



*Figur 7.17 Steindekke med gatestein i Bergen (Foto: Rene Kierstein)*

For dekker av belegningsstein og gatestein er det viktig at både settelag og bærelag er permeable slik at vann som går ned gjennom fugene i dekket, ikke blir stående i de underliggende lag og svekker materialenes bæreevne. For å sikre tilfredsstillende permeabilitet er det krav til hulrom i disse lagene.

### 7.3.2 Dimensjonering av veger med dekker av belegningsstein og gatestein

Dimensjonering av veger med belegningsstein og gatestein er vist i figur 7.18.

DIMENSJONERINGSTABELL FOR VEGOVERBYGNING MED BELEGNINGSSTEIN OG GATESTEIN								
(lagtykkelser i cm)								
Trafikkgruppe		A	B	C	D	Parkeringsplasser		Andre trafikk-arealer med tunge kjøretøy <sup>6)</sup>
Antall ekvivalente 10 tonns aksler per felt i dimensjoneringsperioden (N, mill.)		< 0,5	0,5 – 1	1 - 2	2 - 3,5	lett trafikk <sup>4)</sup>	tung trafikk	
<b>DEKKE</b>								
Dekketykkelse, inkl. settelag, se Tabell 7.19 og Tabell 7.23								
<b>BÆRELAG</b>								
Anbefalte materialer:		Tykkelse (cm), bærelag						
Da <sup>5)</sup>		10	13	15	17	10	13	17
Da <sup>5)</sup> over Fk <sup>7)</sup>		-	6 over 10	9 over 10	11 over 10	-	6 over 10	11 over 10
Db <sup>5)</sup>		15	18	20	20	15	18	20
Fk <sup>7)</sup>		15				15		
<b>FORSTERKNINGSLAG PÅ</b>								
Materialtype i grunnen:	Bæreevne gruppe	Tykkelse (cm), forsterkningslag med lastfordelingskoeffisient a = 1,0. For kjørearealer på riksveger økes tykkelsen med 10 cm i forhold til verdiene i tabellen.						
Fjellskjæring, steinfylling, T1	1	20	20	20	20	20	20	20
Grus Cu ≥ 15, T1	2	20	20	20	20	20	20	20
Grus, Cu < 15, T1 Sand Cu ≥ 15, T1 Fjellskjæring, steinfylling T2	3	20	20	20	30	20	20	30
Sand Cu < 15 <sup>3)</sup> og grus, sand, morene, T2	4	30	30	40	50	20	30	50
Grus, sand, morene, T3	5	40	50	60	60	30	50	60
Silt, leire, T4, c <sub>u</sub> ≥ 50 kPa	6	50	60	60	70	40	60	70
Silt, leire, T4, c <sub>u</sub> 37,5-50 kPa	6	50	60	70	70	40+10 <sup>4)</sup>	60	70
Silt, leire, T4, c <sub>u</sub> 25-37,5 kPa	6	50+20 <sup>4)</sup>	60+10 <sup>4)</sup>	70	70	40+30 <sup>4)</sup>	60+10 <sup>4)</sup>	70
Silt, leire, T4, c <sub>u</sub> < 25 kPa <sup>2)</sup>	6	50+50 <sup>4)</sup>	60+40 <sup>4)</sup>	70+30 <sup>4)</sup>	70+30 <sup>4)</sup>	40+60 <sup>4)</sup>	60+40 <sup>4)</sup>	70+30 <sup>4)</sup>
<b>BÆRELAGSINDEKS BI<sub>k</sub></b>								
		39	45	50	54	39	45	54

- 1) Tall med pluss foran er knyttet til anleggstekniske forhold, se pkt 5.10.6 i Håndbok N200
- 2) For undergrunn av leire med c<sub>u</sub> < 25 kPa skal forsterkningslagstykkelse og sikkerhet mot grunnbrudd vurderes spesielt
- 3) Sand med Cu < 5 skal vurderes særskilt
- 4) Gjelder også gang/sykkelveg og innkjøringer
- 5) Massen må ha et åpent steinskjelett
- 6) Dekke av gatestein ansees ikke aktuell
- 7) Bærelagsalternativet skal ikke anvendes for dekker med fast settelag

Figur 7.18 Dimensjonering av overbygning med belegningsstein av betong og gatestein av naturstein. Typiske materialer med lagtykkelser i cm /14/

Dimensjonering av vegdekke av belegningsstein med settelag er vist i figur 7.19. Dimensjonering av vegdekke av gatestein med settelag er vist i figur 7.23.

Dimensjoneringen skal sikre tilstrekkelig bæreevne i teeløsningen. Det kan være grunner til å sikre seg helt mot telehiv ( $F_{100}$ ), men en dimensjonering basert på frostmengde  $F_{10}$  og maks overbygningstykkelse 1,80 m vil normalt gi en tilfredsstillende frostsikring.

Belastningsklassen angitt som «Andre trafikkarealer, tunge kjøretøy» inkluderer industriarealer, arealer rundt lagerbygg og terminalanlegg hvor trafikken er tyngre enn ved ordinære parkeringsplasser, men hvor påkjenningene er begrenset til ca. 10 tons aksellast.

Dersom det skal brukes sement- eller bitumenstabiliserte materialer i bærelaget, må disse ha en permeabilitet som er tilfredsstillende.

### 7.3.3 Vegdekker av belegningsstein

Dekke av belegningsstein består av selve belegningssteinen, fugene med fugemasse og settelaget. Tykkelse til settelag og belegningsstein er vist i figur 7.19.

På trafikkerte arealer forutsettes det brukt låsestein, en fortannet stein som griper inn i hverandre og motvirker bevegelse i betongsteinens lengderetning og tverretning, se figur 7.21.

Trafikkgruppe	Dekke av belegningsstein						Andre trafikkarealer tunge kj.t.
	A	B	C	D	Parkeringsplasser		
Antall ekvivalente 10 tons aksler pr. felt i dimensjoneringsperioden (N, mill.)	< 0,5	0,5-1	1-2	2-3,5	Lett trafikk	Tung trafikk	
Belegningsstein	8	8	8	8	8	8	8
Settelag av løsmasser	3	3	3	3	3	3	3
Fast settelag	5	5	5	5	5	5	5

Figur 7.19 Krav til tykkelser (cm) for dekke av belegningsstein med settelag av løsmasser /14/

Den mest vanlige løsningen for dekker av belegningsstein er basert på settelag av knust fjell og med sand i fugene. En annen løsning er med faste fuger og bundet settelag som består av permeabel betongmørtel. Dette krever et solid fundament med bærelag av stabiliserte materialer. Bundet settelag av betongmørtel krever faste fuger, og et fugemateriale av epoksy, betongmørtel eller tilsvarende. Dersom det brukes faste fuger, skal også settelaget og bærelaget være av betongmørtel eller tilsvarende. Ved bruk av betongmørtel eller liknende i fugene, må man for større arealer etablere ekspansjonsfuger i en avstand som ikke overstiger 6,0 meter. Dette er særlig aktuelt dersom bærelaget består av betong eller sementstabilisert grus.

Heller av betong er først og fremst aktuelt på gangarealer som fortau, gågater, torg og lignende. På kjørearealer med tillatt aksellast over 4,0 tonn bør heller derfor unngås. Tykkelsen på hellene skal være minst 70 mm på gangarealer og 100 mm på gangarealer med noe trafikk.

#### Settelag

##### Settelag under belegningsstein

Hensikten med settelaget under belegningsstein er at leggesprosessen ikke skal bli for vanskelig og dessuten at man skal unngå konsentrerte spenninger mellom den harde belegningssteinen og underlaget, som ikke deformeres lett.

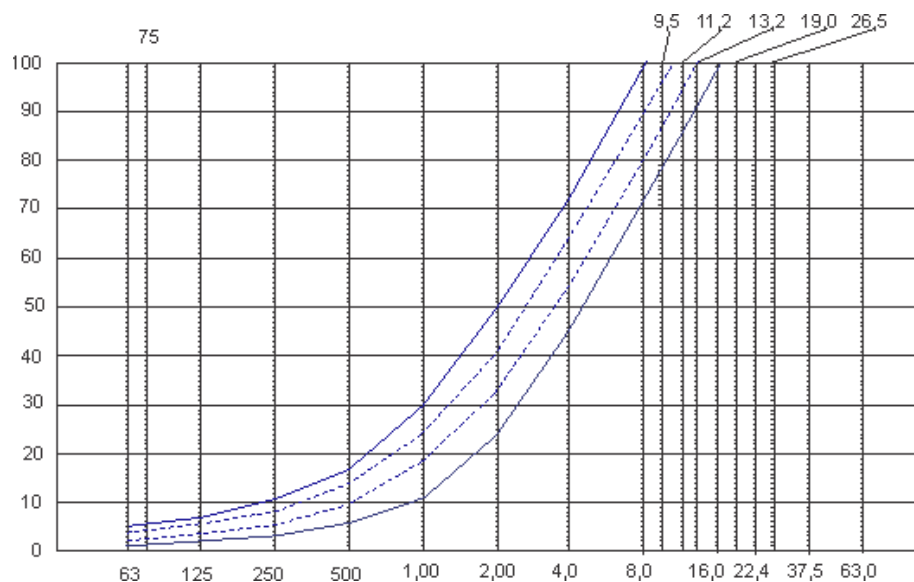
Settelaget skal generelt være tynt og jevntykt. For å oppnå optimal stabilitet i settelaget bør det tilstrebes at tykkelsen ikke overstiger 30 mm etter komprimering. Det er bedre at tykkelsen går

ned mot 25 mm enn at den går opp mot 40 mm. Tykkelsen i lokale enkeltpunkt skal ikke overstige 40 mm. Toleransekrav for høyde på settelag settes likt toleransekrav for toppdekket.

*Settelag av knust fjell* skal være drenerende og bestå av ikke telefarlige materialer. På områder med belegningsstein skal det benyttes knust fjell i sorteringen 0/8 eller 0/11. Sorteringen 0/11 er mer stabil enn 0/8. Knust fjell 0/11 bør derfor brukes på vegger og plasser med tung trafikk. Krav til korngradering er vist i figur 7.20. Materialets korngradering skal ikke krysse mer enn en av de stiplede kurvene i figuren. Hele materialets mekaniske egenskaper skal oppfylle kravene til bærelag av knust fjell (Fk).

Settelaget skal være jordfuktig ved komprimering, dvs. 1-2 % under det optimale vanninnholdet. Det komprimerte settelaget skal ikke tørke ut før belegningssteinen er ferdig utlagt. Til komprimering bør det benyttes vibrerende vals med minimumsvekt 1,5 tonn. Etter slådding av lokale ujevnheter vales settelaget på ny, uten vibrering.

Til settelag for heller av betong kan man benytte finpukk i sorteringen 2/4 eller tilsvarende. På grunn av den snevre pukksorteringen vil settelaget være noe ustabil slik at hellene kan vibreres til de får lik understøttelse over hele arealet. Pukk materialets mekaniske egenskaper skal oppfylle kravene til bærelag av forkilt pukk (Fp).



Figur 7.20 Grensekurver for settelag under belegningsstein

#### *Settelag på stabiliserte bærelag*

Til settelag på stabiliserte bærelag kan betongmørtel benyttes. Best resultat oppnås ved å benytte forblandet tørrmørtel som tilsettes vann i blandeverk ved arbeidsstedet. Tilsetningen av vann må være nøye kontrollert.

#### **Belegningsstein og heller**

Det finnes over 250 ulike former med belegningsprodukter på markedet.

#### *Belegningsstein*

I internasjonal litteratur er belegningsstein delt inn i tre typer (jfr. figur 7.21):

- Låsestein; låser i begge retninger
- Delvis låsestein; låser i én retning

- Ikke låsestein; låser ikke i noen retning



Figur 7.21 Låsestein (t.v.), delvis låsestein (midten), ikke låsestein (t.h.) /13/



Figur 7.22 Eksempler på ulike typer låsesteiner /6/

For belegningsstein skal forholdet mellom største lengde og tykkelse være mindre eller lik 4.

Belegningsstein skal tilfredsstillere krav til bl.a. frostmotstand, spaltstrekkfasthet og slitasjemotstand som er gitt i NS-EN 1338.

#### *Belegningsstein på områder med tungtrafikk*

For belegningsstein til vegdekker på områder med tungtrafikk gjelder tilleggskrav, bl.a. om bruk av låsestein og byggemål (tykkelse) min. 80 mm.

#### *Heller*

Heller egner seg på gangarealer som fortau, gågate, torg og lignende. Tykkelsen på hellene skal være minst 70 mm. For heller skal største lengde ikke overstige 1000 mm, og forholdet mellom største lengde og tykkelse skal være større enn 4. Heller av betong til utendørs bruk skal tilfredsstillere krav til bl.a. frostmotstand, bøyestrekkfasthet, slitasjemotstand og bruddstyrke gitt i NS-EN 1339.

#### *Legging av belegningsstein*

Høyden på topp settelag skal kontrolleres før arbeidet med utlegging av belegningsstein eller heller starter. Dersom tilpasninger til kantstein, kummer, sluk o.l. medfører kapping av steiner eller heller, skal ingen tilpasningsdel ha en lengde eller bredde som er mindre enn 1/3 av lengde/bredde før kapping.

Utlegging kan skje manuelt eller maskinelt. Det skal før fuging kontrolleres at alle fuger har en bredde i samsvar med krav. Steiner/heller med skade eller forurenset overflate skal skiftes ut.



Gjennomgående fugeretninger skal danne rette linjer. Maks. høydeforskjell mellom to steiner eller heller som ligger inntil hverandre skal være 2 mm. Forøvrig skal generelle jevnhetskrav oppfylles.

### ***Fuging***

#### *Fuging med sand og ettervibrering*

For *belegningsstein* skal ikke dekket utsettes for trafikk før fuging og komprimering er utført. Fugebredden skal være 2-5 mm. Til fuging bør det benyttes tørr sand med sortering 0/2 mm. Andelen materiale mindre enn 0,063 mm skal minst være 2 % og ikke overstige 9 %.

Under de fleste forhold vil det være nødvendig å bruke våtfuging for å få hele fugen fylt med fugemateriale. På dekket legges fugematerialet ut med et overskudd, før det vannes. Deretter kastes materialet ned i fugene slik at fugene fylles helt. Når alt vannet er sunket ned i fugene, komprimeres dekket.

Fugene skal fylles helt med fugesand. Etter fuging skal steinlaget komprimeres. I kjørebanelen skal komprimering gjøres både i lengde- og tverretning. Komprimering av dekket bør utføres med platevibrator med masse 200-300 kg og frekvens 60-70 Hz. Fugene skal fylles helt i samme arbeidsoperasjon. Etterfuging gir normalt en fuge som er sårbar overfor seinere rengjøring av dekket.

For *heller* skal fugene fylles med fugesand umiddelbart og kontinuerlig etter hvert som arbeidet skrider fram. Dette gjøres for at overflaten skal kunne belastes av arbeidsmaskiner mens arbeidet pågår. Det brukes tørket natursand 0/2 mm ved fugebredde opptil 3 mm. For fugebredde 3-5 mm brukes knust materiale 0/4 mm. Andelen materiale mindre enn 0,063 mm skal minst være 2 % og ikke overstige 9 %.

Fugene skal fylles helt med fugesand. Etter fuging skal hellelaget komprimeres. Komprimering av dekket bør utføres både i lengde- og tverretningen med platevibrator med masse inntil 100 kg og med frekvens 25-30 Hz, eller tilsvarende. Det skal være kunststoffplate under platevibratoren slik at hellene ikke får slitasjemerker.

#### *Faste fuger*

Faste fuger skal bare benyttes i kombinasjon med bundet settelag og stabilisert bærelag med tilfredsstillende fasthet. Det finnes på markedet forskjellige typer materialer til faste fuger, både sementbaserte og epoksybaserte. Best resultat oppnås ved å benytte forblandet tørrmørtel som tilsettes vann i blandeverk ved arbeidsstedet. Tilsetningen av vann må være nøye kontrollert.

### ***Drift og vedlikehold av dekker av belegningsstein***

Kravene til drift og vedlikehold av områder med belegningsstein eller heller er små dersom arbeidene er riktig utført, men små krav er ikke det samme som at dekker av belegningsstein er vedlikeholdsfrie. Det viktigste vedlikeholdet av selve belegningssteinen er:

#### *Etterfylling av fuger*

Intakte fuger og kantsikring er en forutsetning for lang levetid. På områder hvor det rengjøres med feie-/sugemaskiner, skal det kontrolleres at maskinen ikke suger opp fugematerialet. Spesielt det første året bør det kjøres med begrenset sug og trykk på børstene. Det skal kontrolleres jevnlig at fugematerialet ikke fjernes.

#### *Oppretting av ujevnheter*

Svanker eller forhøyninger i dekket kan oppstå av flere årsaker. Slike ujevnheter er uønsket. Utvikling av ujevnheter kan akselerere dersom det blir stående vann på dekket, som siver ned gjennom fugene. Lokale spor og lokale fordypninger justeres ved å ta dekket opp og justere bærelaget.

Øvrig drift og vedlikehold kan bestå av jevnlig renhold, bekjempelse av ugress og fjerning av alger og vekster. Et dekke av belegningsstein setter ingen spesielle krav til vinterdrift. I praksis vil ikke normal salting føre til problemer med selve betongsteinen, selv etter mange år.

### 7.3.4 Vegdekker av gatestein

Dekke av gatestein består av selve gatesteinen, fugene med fugemasse og settelaget. Tykkelse til settelag og gatestein er vist i figur 7.23. Settelaget skal være jevntykt og med geometriske toleranser som er like strenge som for ferdig dekke.

Dekke av gatestein							
Trafikkgruppe	A	B	C	D	Parkeringsplasser		Andre trafikk-arealer, tunge kj.t
Antall ekvivalente 10 tonns aksler pr. felt i dimensjoneringsperioden (N, mill.)	< 0,5	0,5 - 1	1 - 2	2 - 3,5	Lett trafikk	Tung trafikk	
Smågatestein	10	10	10	-	10	10	-
Settelag	5	5	5	-	5	5	-
Storgatestein	14	14	14	14	14	14	-
Settelag	6	6	6	6	6	6	-

Figur 7.23 Krav til tykkelser (cm) for dekker av gatestein med settelag av løsmasser /14/

#### Settelag under gatestein

Tykkelsen på settelaget avhenger av steintype slik det er angitt i figur 7.23. Settelaget skal være jevntykt og innenfor toleransene  $\pm 10$  mm. Laget skal bestå av ikke telefarlige materialer (T1-materialer). Settelag skal være stabilt og samtidig permeabelt, uansett overliggende steintype og underliggende bærelag.

#### Settelag av mekanisk stabiliserte materialer

Som settelag av mekanisk stabiliserte materialer kan det benyttes knust fjell i sorteringen 0/8 eller 0/11. Knust fjell 0/11 bør brukes på veger og plasser med tung trafikk. Grensekurver for korngradering er vist i figur 7.20. Materialets korngradering skal ikke krysse mer enn en av de stiplede kurvene i figuren og materialets mekaniske egenskaper skal oppfylle kravene til bærelag av knust fjell (Fk).

#### Settelag av betongmørtel

På stabiliserte bærelag kan settelag av betongmørtel benyttes. Best resultatet oppnås ved å benytte forblandet tørrmørtel som tilsettes vann i blandeverk ved arbeidsstedet. Tilsetningen av vann må være nøye kontrollert.

#### Gatestein

Gatestein finnes i formatene storgatestein, smågatestein og mosaikkstein. På trafikkerte arealer er kun storgatestein og smågatestein aktuelt. De mest aktuelle dimensjoner er vist i figur 7.24.

Gatestein skal oppfylle kravene i NS-EN 1342 og ha råsplittet eller gradhugget overflate. Strenge dimensjonstoleranser krever normalt bearbeiding av steinens overflate. Stein med saget sideflate er ugunstig for fugenes egenskaper.

Type	Betegnelse	Bredde	Høyde	Lengde
Smågatestein	7/9	80	80	80
	8/10	90	90	90
	9/11	100	100	100
	10/12	110	110	110
Storgatestein	14/20/14	140	140	200
	14/20/10	140	100	200

Figur 7.24 Dimensjoner for de mest aktuelle typer av gatestein (mm)

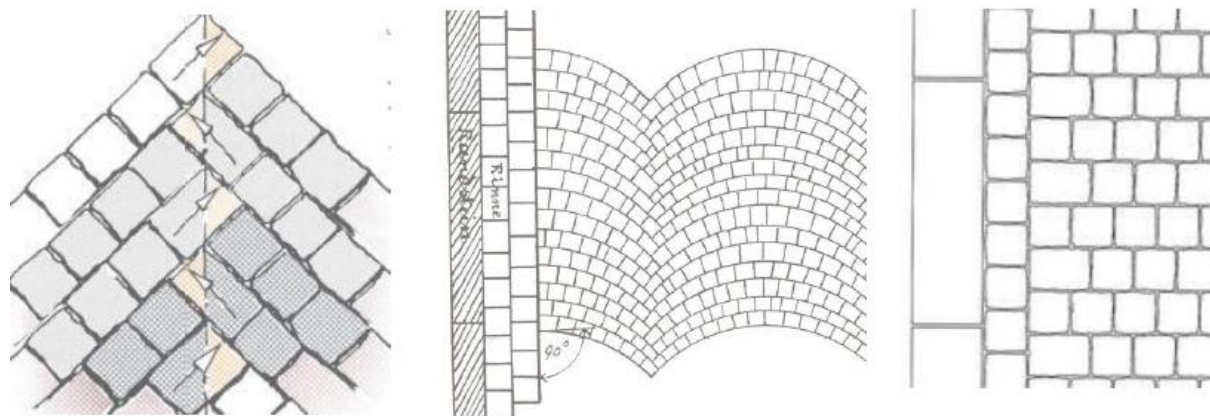
For gatestein stilles det krav til frostbestandighet, vannopptak, trykkstyrke og bøyestrekfasthet.

### Steinsetting

Gatestein skal settes hammerfast, det vil si at steinene bankes ned i settelaget. Normalt skal steinene bankes ned slik at de trenger ned i settelaget ca.  $\frac{1}{4}$  av steinenes høyde.

For dekker av gatestein i løsmasse skal steinene settes «i knas» og med 20 mm overhøyde før komprimering av dekket. Steinsetting i knas betyr at steinene settes helt inntil hverandre slik at fugebredden ikke er større enn det som skyldes uregelmessigheter på steinenes sideflater.

For dekker av gatestein i betongmørtel skal steinene settes med fuger og til ferdig høyde.



Figur 7.25 Eksempler på leggemønster for gatestein; V-setting, buemønster og rettsetting /14/

Ved planleggingen skal det legges vekt på valg av mønster som sikrer gode egenskaper i forhold til belastninger (leggemønster i forhold til dominerende trafikkdiring etc.), og alle detaljer ved tilpasninger til kantstein, kumrammer etc. Ved tilpasninger skal steinen klippes, ikke sages. Ingen tilpasningsdel skal ha en dimensjon som er mindre enn  $\frac{1}{3}$  av opprinnelig dimensjon.

Maks. høydeforskjell mellom to steiner som ligger inntil hverandre, skal for smågatestein være 3 mm og for storgatestein 5 mm. Høydeforskjellene måles mellom topp av to steiner. Forøvrig skal generelle jevnhetskrav oppfylles.

### ***Fuging og ettervibrering***

#### *Gatestein med fuger av løsmasse*

Før fuging og komprimering er utført, skal ikke dekket av gatestein utsettes for trafikk. Gatestein skal fuges med knust grus eller knust fjell med sortering 0/4 eller 0/8. Under de fleste forhold vil det være nødvendig å bruke våtfuging for å få hele fugen fylt med fugemateriale. På dekket legges fugematerialet ut med et overskudd, og dette vannes. Deretter kastes materialet ned i fugene slik at fugene fylles helt. Når alt vannet er sunket ned i fugene, komprimeres dekket. Ved fuging skal lufttemperaturen minst være +5 °C, og det skal ikke ha vært kuldegrader natten før fuging.

Andelen materiale mindre enn 0,063 mm skal minst være 2 % og ikke overstige 9 %. Fugene skal fylles helt i samme arbeidsoperasjon. Etter fuging skal steinlaget komprimeres. I kjørebanelen skal komprimering gjøres både i lengde- og tverretning. Komprimering av dekket bør utføres med platevibrator.

Etterfuging gir en fuge som er sårbar overfor seinere rengjøring av dekket.

#### *Gatestein med faste fuger*

Faste fuger skal bare benyttes i kombinasjon med sementbasert settelag og stabilisert bærelag. Det finnes både sementbaserte og epoksybaserte materialer til fuging. Beste resultatet oppnås ved å benytte forblandet tørrmørtel som tilsettes vann i blandeverk ved arbeidsstedet. Tilsetningen av vann må være nøye kontrollert.

#### *Ettervibrering*

På dekke av smågatestein er platevibrator med vekt 200-300 kg godt egnet. På dekke av storgatestein bør platevibratorens vekt være 350-600 kg.

### ***Drift og vedlikehold av steindekker***

Naturstein er et meget motstandsdyktig materiale som krever minimalt med rengjøring. For at steinene skal beholde sin høye kvalitet i mange år bør det være et løpende tilsyn, slik at små skader kan repareres raskt, og slik at ikke skadene utvikler seg og krever et omfattende arbeid på sikt.

Fugene på nylig steinsatte belegg er ømtålige før de setter seg. Etter hvert trenger finpartikler ned i fugene og fugematerialet pakker seg. De to første årene kreves ofte gjentatte kompletteringer med etterfylling av fuger og justering i belegget. Man bør unngå maskinell rengjøring i denne tiden.

Følgende råd for drift og vedlikehold bør følges:

- Reparer setninger, løse steiner og andre skader raskt.
- Erstatt steiner som savnes. Bruk stein med samme farge.
- Bekjemp ugress med mekaniske metoder.
- Kantskjær nærliggende vegetasjonsflater.
- Ikke bruk høytrykksspyling til vasking fordi fugene kan bli spylt bort.



Figur 7.26 Utbedring av dekke av smågatestein (Foto: Rene Kierstein)

## Referanser

- /1/ Statens vegvesen, *Standard for drift og vedlikehold av riksveger*, Håndbok R610, Vegdirektoratet 2012.
- /2/ Statens vegvesen, *Betongdekker*, Håndbok V263, Vegdirektoratet 2014 (utarbeidet 1993).
- /3/ Statens vegvesen, *Valsebetong*, Håndbok 155, Vegdirektoratet 1990.
- /4/ Vejdirektoratet, *Moderne betonvejer*, Notat 126, januar 2013.
- /5/ Statens vegvesen: *Vegbygging*. Håndbok N200. Vegdirektoratet 2014.
- /6/ Norsk kommunalteknisk forening, *Belegningsstein og heller av betong – en veiledning*, NKF Forum for fysisk planlegging, Forum for veg og samferdsel, Oslo 2005.
- /7/ Norsk kommunalteknisk forening, *FDV for dekker av belegningsstein og heller av betong*, Forum for veg og samferdsel, Oslo 2007.
- /8/ Norsk betongindustriforening, *Belegningsprodukter på veier og plasser. Dimensjonering og utførelse*, Oslo 2000.
- /9/ Norsk bergindustri, *Steinhåndboka. Naturstein, Utemiljø*, Oslo 2013.
- /10/ Standard Norge, *Belegningsstein av betong; Krav og prøvingsmetoder*, NS-EN 1338.
- /11/ Standard Norge, *Betongheller; Krav og prøvingsmetoder*, NS-EN 1339.
- /12/ Standard Norge, *Gatestein av naturstein til utendørs belegg - Krav og prøvingsmetoder*, NS-EN 1342.
- /13/ Hjemmeside: [www.asak.no](http://www.asak.no)
- /14/ Statens vegvesen, Utkast (pr mai 2016) til *Veiledning om gatestein og belegningsstein* (Antas utgitt i 2016).



## 8 Tilstandsregistrering

For å kunne planlegge optimalt vedlikehold, eller rehabilitering av en vegstrekning, er det viktig med god og tilstrekkelig kartlegging av tilstand og forhold på og ved vegen. Dette innebærer både innsamling av ulike data og informasjon, samt å sette denne informasjonen sammen og presentere den slik at riktige tiltak kan velges. I dette inngår også mulighet for å vurdere årsaksforhold til opptredende skader.

NVDB (Nasjonal vegdatabank) er en viktig kilde til god informasjon om trafikken, vegens oppbygning og tilstand. En grundig befaring for å oppdatere informasjon om f.eks. dreneringsforhold, overvannshåndtering og ev skader på vegdekket og omgivelsene, er likevel alltid en viktig del av forarbeidene. Kontorbefaringer med bruk av f.eks. vegbilder (ViaPhoto) er viktig, men det kan aldri fullt ut erstatte befaringer i felt.

Dette kapitlet beskriver noen av de viktigste informasjonskilder og verktøy som kan benyttes for registrering av tilstand og grunnlag for valg av tiltak.

I dette kapitlet omtales følgende tilstandsdata, med tilhørende registrering/innsamling og bruk:

- Spor, jevnhet, tverrfall (ViaPPS)
- Vegbilder (ViaPhoto)
- Visuelle kartlegginger
- Bæreevne
- Georadar
- Oppgraving – grunnboringer
- Friksjon

PMS 2010 (PMS = Pavement Management System) er det verktøyet Statens vegvesen har for å planlegge dekkevedlikeholdet. Det benytter og presenterer data om både spor, jevnhet og tverrfall, samt vegbilder og kart.

### 8.1 Kartlegging av overflatetilstand med målebil

#### 8.1.1 Måleutstyr

Statens vegvesen utfører årlig spor-, jevnhets- og tverrfallsmålinger på alle riks- og fylkesveger. I tillegg måles det på strekninger der det er lagt nye dekker samme sommersesong. Disse initialmålingene på nylagte dekker er i enkelte tilfeller også grunnlag for endelig oppgjør med asfaltentreprenør basert på fastsatte kvalitetskrav.

Måleutstyret som benyttes i Norge heter ViaPPS (Pavement profile scanner) og er norsk-utviklet. Utstyret har vært i bruk siden 2009.

Eksempel på en ny ViaPPS-målebil for spor, jevnhet og tverrfall er vist i figur 8.1. Det finnes for tiden 17 målebiler i Norge (2016).

Utstyret består av en roterende laserskanner (måler 360 °) med følgende tekniske data:

- Registreringskapasitet på 1 000 000 målepunkt pr. sekund
- 200 omdreininger pr. sekund, dvs. tverrprofilavstand ca. 8 cm ved 60 km/t registrerings-hastighet
- Ved målebredde på 4 m (ca. 95° målesektor) registreres det ca. 1300 punkt pr. tverrprofil, dvs. ca. 3 mm punktavstand

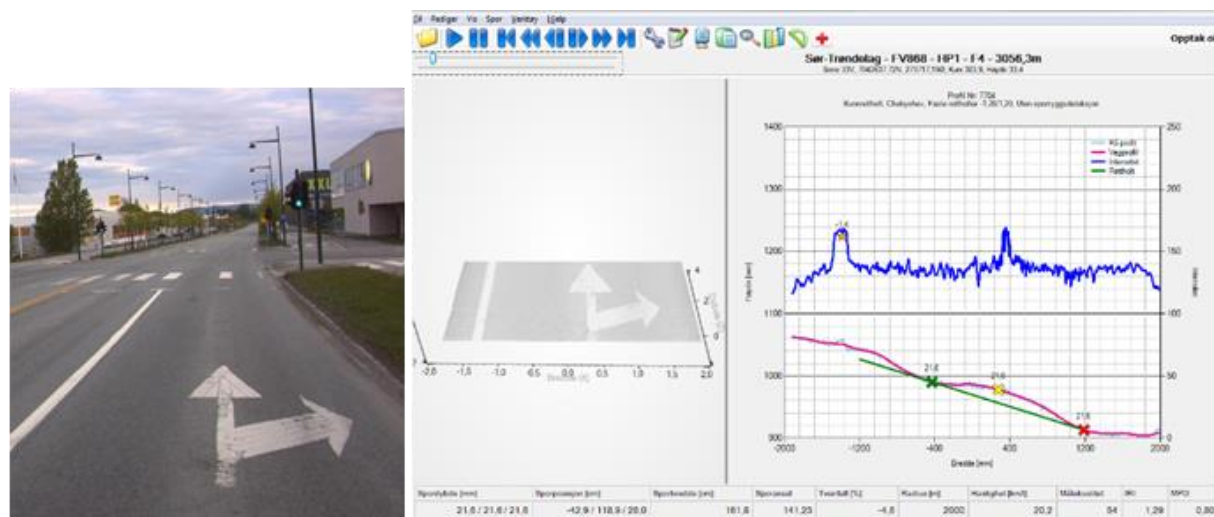
For registrering av ujevnheter på langs og tekstur, benyttes en punktlaser montert foran på bilen. Den måler normalt i høyre hjulspor

Utstyret registrerer:

- Tverrprofil (spordybder, tverrfall, vegmerkingslinjer og enkelte skader, bl.a. sprekker)
- Lengdeprofil (jevnhet uttrykt som IRI – International Roughness Index)
- Tekstur/ruhet til overflaten (kan benyttes til å indikere områder med lav friksjon)



Figur 8.1 ViaPPS målebil for spor, tverrfall, jevnhet og vegbilder (Foto: ViaTech)

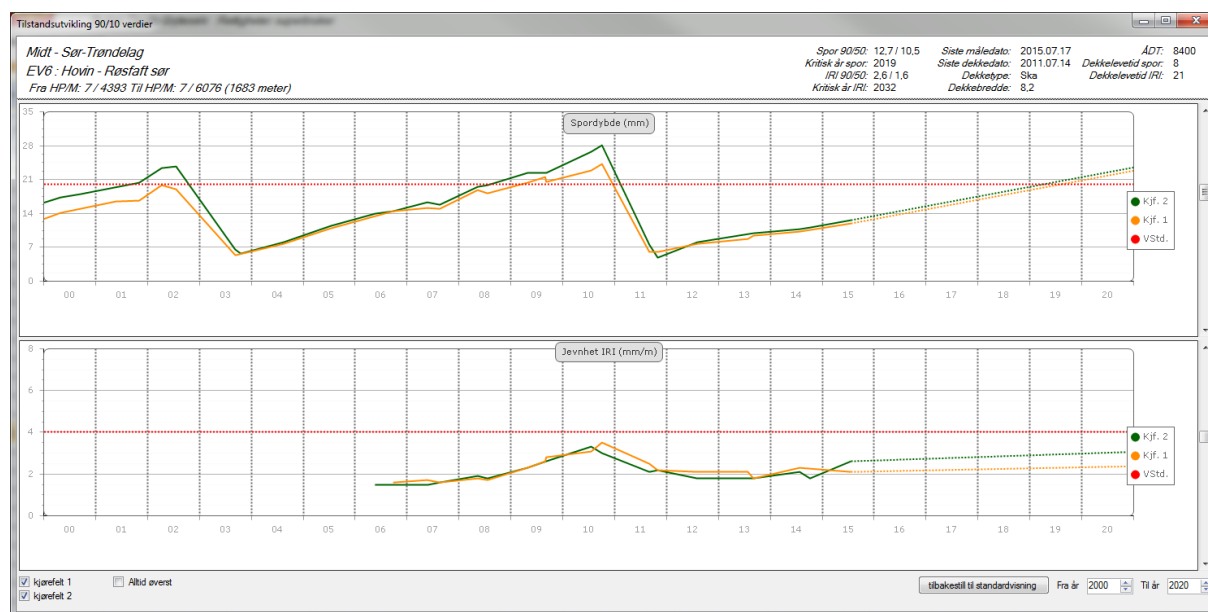


Figur 8.2 Visning av detaljdata (rådata) fra registreringen (Foto: Statens vegvesen - ViaPhoto, ViaPPS Desktop)

Data for spordybde (mm), jevnhet (IRI – mm/m) og tverrfall (%) registreres for hvert kjørefelt, beregnes og bearbeides og lagres i NVDB som medianverdi for hver 20 m. Rådata fra registreringen kan i tillegg inspiseres i en egen programvare (ViaPPS Desktop) for mer detaljert informasjon. Blant annet kan man identifisere oppmerking, enkelte typer sprekker og i noen grad overflatehomogenitet (separasjon og blødninger) fra disse rådataene.



Figur 8.3 viser eksempel på spor-, jevnhet- og tverrfallsdata slik de framstilles i PMS 2010. Data presenteres for hver PMS-parsell. En PMS-parsell er tenkt å være en homogen strekning der det antas tilnærmet lik tilstandsutvikling over hele strekningen. PMS-parsellene vil etter hvert bli standardisert med lengde på 1000 m for å kunne samsvare med kravene i vedlikeholdsstandarden, Håndbok R610.



Figur 8.3 Visning av tilstandsutvikling for spor og jevnhet/IRI basert på 90-percentiler (Kilde: PMS 2010)

Øverst vises informasjon som stedfester strekningen og nyeste tilstandsdata (dvs. resultat fra siste måling) for spordybde og jevnhet/IRI, hhv 90-percentil og 50-percentil), data om vegdekket (dato for siste dekkelegging, dekketype og dekkbredde), ÅDT (trafikkmengde) og prognose for dekkelevetid basert på historiske spor- og jevnhetsmålinger.

Kurvene viser data om spordybde og jevnhet (IRI). Det vises historiske data med alle måledata fra valgt startpunkt og fram til siste måling (år 2000-2015 for spordybde og 2006-2015 for jevnhet/IRI) og prognose for tilstandsutvikling (2015-2020) for hhv. kjørefelt 1 og kjørefelt 2 (stiplede linjer). Knekkpunkter i kurvene indikerer et dekketiltak.

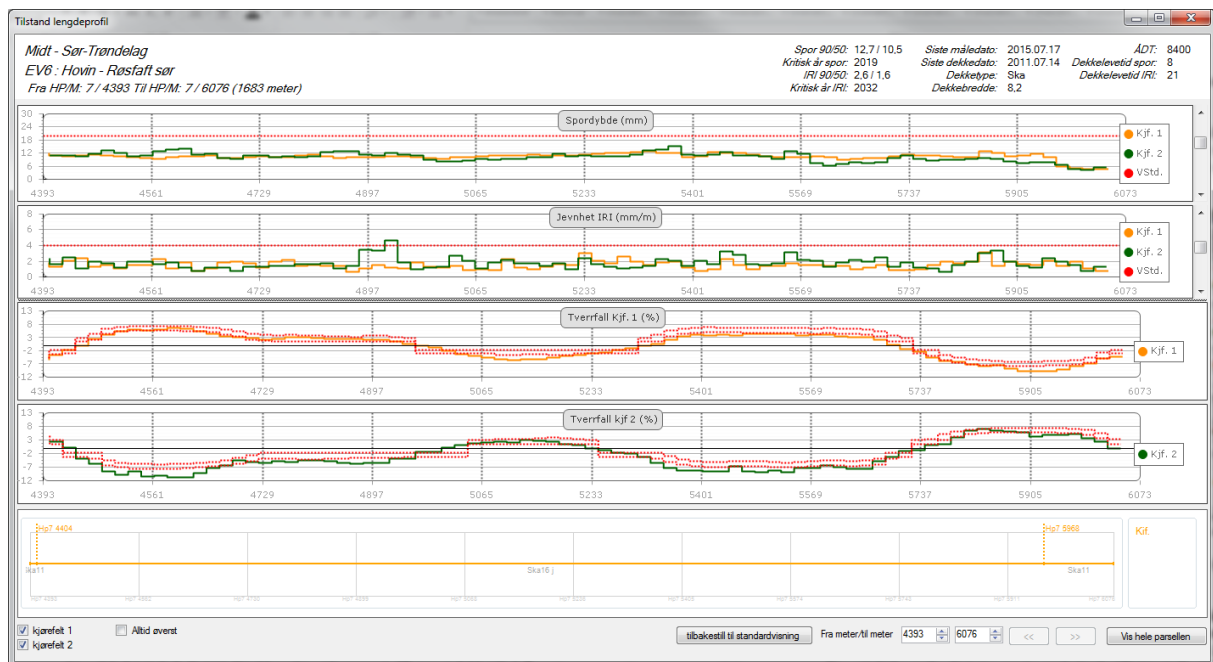
Måleseriene (år) som vises i kurvene i figur 8.3 er såkalte 90-percentiler basert på 20 m mediandata (se også figur 8.4). Bruk av 90-percentil data betyr at 10 % av strekningens lengde har dårligere tilstand enn det som framkommer i kurvene i figur 8.3.

Den stiplede røde horisontale linjen angir maksimal tillatt verdi (tiltaksgrense) som definert i vedlikeholdsstandarden (Håndbok R610).

I figur 8.4 presenteres detaljerte tilstandsdata for en strekning (PMS-parsell) som et lengdeprofil. Her vises gjennomsnittsverdier for hver 20. meter for henholdsvis spordybde, jevnhet og tverrfall. Data presenteres for kjørefelt 1 og kjørefelt 2 (gjelder 2-felts vegger).

De stiplede røde linjene angir maksimal tillatt verdi (tiltaksgrense) som definert i vedlikeholdsstandard, Håndbok R610. For tverrfall vises det to stiplede linjer som angir maksimum- og minimumskrav til tverrfall (se også figur 8.5).

Nederste diagram viser type dekke på strekningen.



Figur 8.4 Lengdeprofilvisning av spor, jevnhet og tverrfall, 20 m intervaller (Kilde: PMS 2010)

### 8.1.2 Sprekker

ViaPPS Desktop har en egen modul for presentasjon av sprekker i vegdekket. Metoden går i korthet ut på å dele inn kjørebanelen i seksjoner (rutenett). Systemet angir hvorvidt det i en seksjon er sprekker med bredde 5 mm eller mer. Systemet skiller ikke mellom en seksjon med en enkelt sprekk eller om seksjonen er full av sprekker. Det skiller heller ikke mellom sprekke med hensyn til alvorlighetsgraden, ut over at man bare registrerer sprekker som er minst 5 mm brede.

Skadkartlegging av vegdekker ved hjelp av laserskanning med utstyr montert på en målebil har i de seinere år hatt en rivende utvikling. Høyst sannsynlig vil denne utviklingen fortsette og den sprekkeregistrering som er omtalt ovenfor, kan raskt bli erstattet av, eller supplert med andre typer dekketilstandsmålinger.

### 8.1.3 Spor

Når man skal analysere dekkelevetider med hensyn på spor, er man avhengig av å se på tilstandsutviklingen over flere år, helst minimum fem år. Da er det viktig at man i alle disse årene har brukt den samme metoden for beregning av spordybde slik at måleresultatene er sammenlignbare. Dette må kontrolleres før man bruker dataene fra NVDB til å analysere dekkelevetid med hensyn på spor.

På lavtrafikkveger er det ikke selvsagt at analyser av sporutviklingen gir et godt grunnlag for å estimere dekkelevetiden, dels fordi det er andre forhold enn sporutviklingen som bestemmer dekkelevetiden, og dels fordi det kan være vanskelig å gjennomføre nøyaktige målinger av hjulspordybden på smale veger med liten trafikk. Sammenlignet med forventet årlig sporutvikling, kan de tilfeldige variasjonene i måleresultatene da bli ganske store.

#### 8.1.4 Jevnhet (IRI)

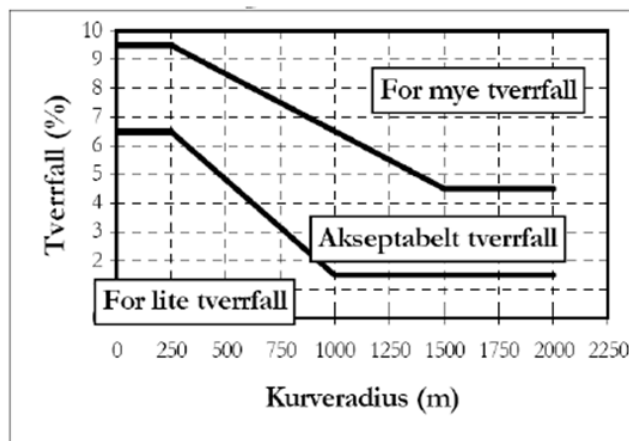
Tilstandsutvikling med hensyn på jevnhet, IRI, enten det er basert på detaljdata per 20 meter veg (figur 8.4) eller 90/10-verdier per PMS-parsell (90 percentil, figur 8.3), kan alene være mindre egnet som grunnlag for å vurdere f.eks. forsterkningsbehov. Sammenliknet med forventet årlig endring i IRI, er de tilfeldige variasjoner for IRI relativt store. I tillegg kommer de variasjoner som skyldes telehiv og sammenpakkingen av materialene i frostsone etter teleløsningen, samt varierende grunnforhold, tidligere anleggspraksis og hvilke dekketiltak som er benyttet gjennom årene.

Dette innebærer at man må ha ensartede målinger over svært mange år før man kan forvente å få et tilfredsstillende uttrykk for dekkelevetid med hensyn på IRI.

ViaPPS Desktop gir også en mulighet for å analysere størrelsen på svanker med utbedringsbehov ved at man bruker måledataene til å kjøre beregninger av avvik fra rettholt, f.eks. med lengde 10 meter. Man må huske på at avvikene ikke skiller mellom humper og svanker, slik at f.eks. fartshumper må filtreres ut før måleresultatene kan brukes til å vurdere behovet for utbedringstiltak.

#### 8.1.5 Tverrfall

Å sikre et tilfredsstillende tverrfall for vegen, fortrinnsvis vurdert sammen med fallforholdene i vegens lengderetning, er en viktig oppgave ved alle forsterkningsarbeider. En bedring av vegens tverrfall som et separat tiltak vil ofte kreve store mengder asfalt og være kostbart, og av den grunn være begrenset til de steder hvor man er nødt til å utbedre tverrfallet på grunn av trafiksikkerheten. Det er som regel langt rimeligere å få etablert riktig tverrfall på vegen når det kombineres med forsterkningstiltak.



Figur 8.5 Krav til tverrfall /5/

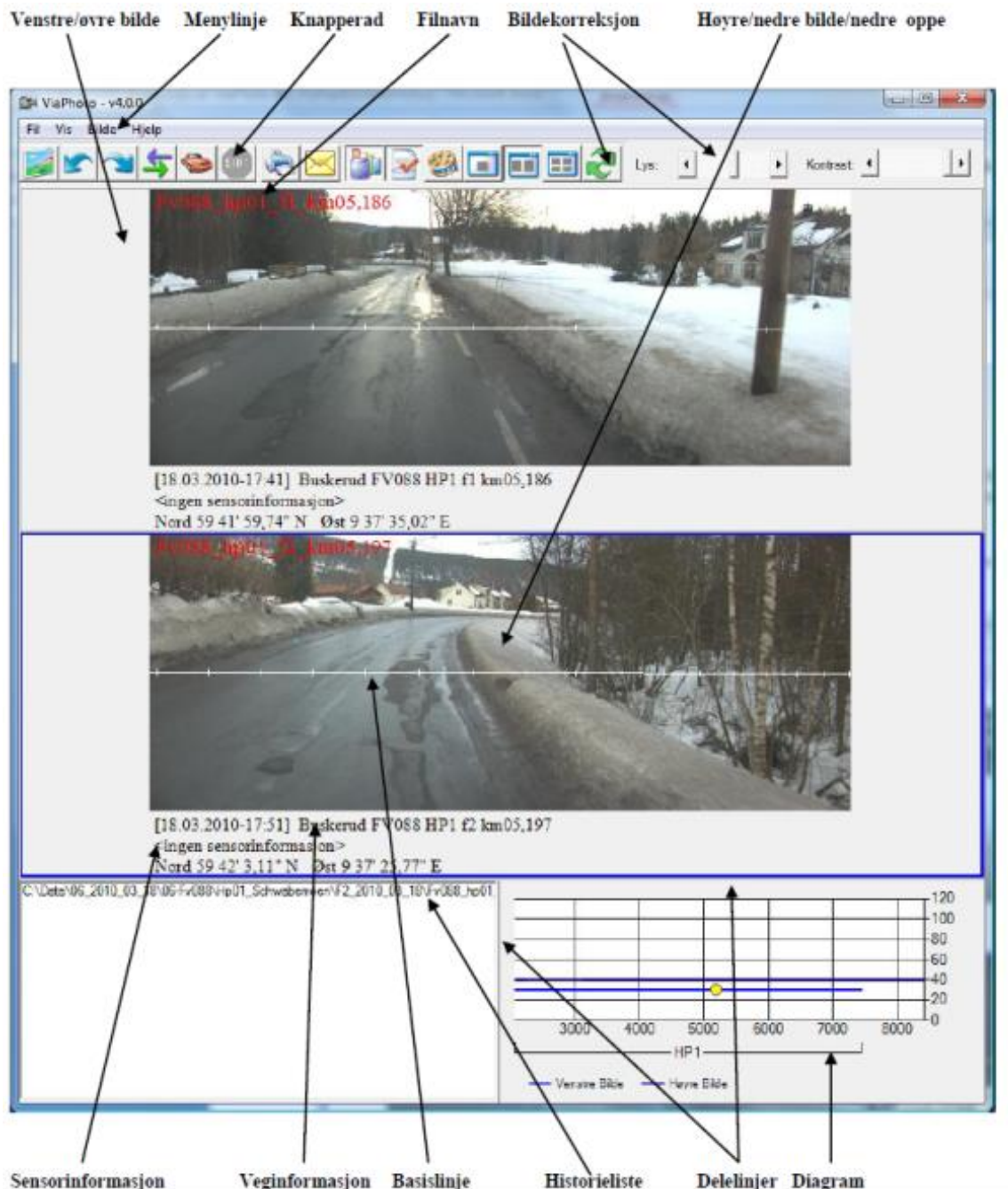
Tverrfall er viktig i forhold til flere situasjoner:

- Horisontal veg med lite tverrfall gir dårlig vannavrenning, med risiko for vannplaning om sommeren og isdannelse om vinteren. Oppvirvlet vann og sprut, spesielt fra hjulene til tunge kjøretøy, er et generelt trafiksikkerhetsproblem.  
På eldre vegdekker med en porøs overflate kan vann forårsake akselerert forvitring og nedbrytning av vegdekket, og på den måten gi en forkortelse av dekkelevetiden.
- Kurver med feil tverrfall gir alvorlig risiko for utforkjøringsulykker. Denne problemstillingen inkluderer også feil i oppbygging av tverrfall i overgangen fra rettstrekning til kurve.

- Brå endringer i tverrfall er også en risikofaktor knyttet til trafikksikkerhet. I en del tilfeller kan dette tilbakeføres til setninger, eller andre forhold som gir svanker i vegdekket.

## 8.2 Vegbilder

Siden 1990 er det i Norge, samtidig med spor- og jevnhetsregistreringer, tatt stillbilder av vegen og det nærmeste sideterrenget for hver 20 m. I dataprogrammet ViaPhoto er det funksjoner for visning av flere bilder, visning av begge kjøreretninger samtidig, simulert «kjøring» av vegen i f.eks. 80 km/t og mulighet for å måle bredde på ulike objekter (linjal-/ målestokkfunksjon). Breddemåling kan benyttes til f.eks. å anslå omfang på tiltak der vegbredder ikke er kjent. Figur 8.6 viser et eksempel på vegbilder slik de kan vises i ViaPhoto.



Figur 8.6 Visning av vegbilder i ViaPhoto (Kilde: ViaPhoto Brukermanual)

Telling av ulike objekter kan også utføres. Antall kummer, sluk, skilt, lengde av rekkverk og kantstein kan finnes ut fra disse bildene. Det finnes gjerne mange årganger av bildene, og vegens og omgivelsenes endring over tid kan da studeres ved å sammenligne nye bilder med eldre.

### 8.3 Befaring og manuelle kartlegginger

I mange tilfeller er data fra f.eks. NVDB eller andre datasystemer/databaser ikke tilstrekkelige, eller ikke oppdatert. Befaring av strekningen er da kanskje den viktigste delen av forarbeidene ved planlegging av utbedrings- og/eller forsterkningstiltak.

#### 8.3.1 Dekketilstand

Visuell kartlegging av dekketilstand kan blant annet være aktuelt ved planlegging av forsterkningstiltak, eller som en del av en mer omfattende tilstandsoppfølging av forsøksstrekninger.

For å velge riktig utbedringstiltak, er det nødvendig å ha kunnskap om de fremtredende dekkeskadene på en vegstrekning, skadenes omfang og alvorlighetsgrad, og om årsakene til at de har oppstått. Visuell skadekartlegging, gjerne over flere år, vil være til stor hjelp.

En visuell registrering av vegdekkeskader vil alltid være påvirket av vurderingene til den som utfører registreringen. For å bidra til en mest mulig ensartet skadevurdering er det utarbeidet en veiledning for slike vurderinger, se figur 8.7. Her finnes beskrivelse og bilder av de vanligste skadetyper, oversikt over mulige årsaker og forslag til utbedringstiltak.



Figur 8.7 Håndbok V261 Skadekatalog for bituminøse vegdekker /2/

Følgende skadetyper er definert i Håndbok V261:

1. Langsgående sprekker
2. Tversgående sprekker

3. Krakelering
4. Slaghull
5. Overflateskader
6. Ujevnheter i vegens lengdeprofil
7. Spor (ujevnheter i vegens tverrprofil)

Alvorlighetsgrad angis i tre nivåer:

- L – Lav (minst alvorlig)
- M – Middels
- H – Høy (mest alvorlig)

Omfang angis enten som utstrekning (lengde), størrelse (dybde/høyde/diameter), eller som andel av tverrprofilen som skaden omfatter

### **8.3.2 Drenering**

Kartlegging av vegens dreningssituasjon omfatter åpen og lukket drenering, grøfter for overvann, kummer og stikkrenner. I mange tilfeller kan dette inngå i egne programmer for utbedring av vegens drenering, andre ganger er dette en viktig del av en generell forsterkning av vegoverbygningen.

Ved kartlegging av vegens dreningssituasjon er det aktuelt både å vurdere grøftenes tilstand og dermed ev behov for grøfterensking, og behovet for utbedringer av selve grøfteprofilen. I tillegg til hovedfunksjonen som er bortledning av vann skal grøftene også ha en trafiksikker utforming.

Kvalitet, funksjon og kapasitet til ledninger, kummer/sandfang, stikkrenner, grøfter, grøfteskråninger, avkjørsler uten gjennomgående drenering, fjell som demmer inne vann, jordbruksdrenering, her er mange aktuelle stikkord.

### **8.3.3 Lokalkunnskap**

Innhenting av erfaringsdata fra lokalkjente personer, f.eks. personell som har hatt ansvar for drift og vedlikehold av vegen, er bestandig nyttig. Ulike forhold som kan være avgjørende for et godt resultat av utbedring/forsterkning kan ellers forbli ukjent i planleggingen.

## **8.4 Bæreevne**

Det finnes flere typer metoder og utstyr for å måle og beregne bæreevnen til en vegkonstruksjon:

- Benkelmansbjelke
- Dynamiske målere – Deflektometer - Dynaflect
- Fallodd (Falling Weight Deflectometer, FWD)
- Portabelt fallodd/ lettvektsfallodd (Portable Falling Weight Deflectometer, PFWD/ Light Weight Deflectometer, LWD)
- Kontinuerlige nedbøyningsmålere (Traffic Speed Deflectometer, TSD)
- Platebelastning
- Dynamic Cone Penetrometer - DCP

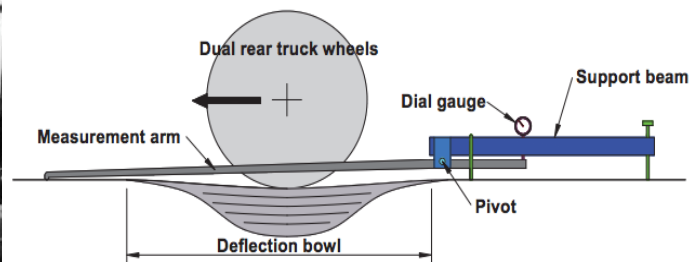
Utstyr som benyttes i dag er vanligvis FWD (fallodd) og TSD (kontinuerlige målere) på dekkeoverflaten. Platebelastning og DCP er enklere utstyr som brukes på mekanisk stabiliserte materialer i overbygningen.

Bæreevne målinger utføres vanligvis i ytre hjulspor. For punktmålinger måles det normalt for hver 50 m. Målinger skjer i begge kjørefelt (2-felts veger) og med 25 m overlapp til målingene i motgående kjørefelt.

#### 8.4.1 Benkelmansbjelke

Bæreevne målinger med Benkelmansbjelke er beskrevet i Håndbok R211 /3/.

I forbindelse med det store AASHO-vegforsøket i USA rundt 1960 ble det første utstyret for måling av nedbøyningen på en veg under et lastebilhjul utviklet – Benkelmansbjelken. Den ble raskt tatt i bruk i Norge som et standardutstyr for måling av vegers bæreevne.



Figur 8.8 Benkelmansbjelke. Foto fra utprøving i USA i 1962 (t.v.) og måleprinsipp (t.h.)

Ved måling plasseres Benkelmansbjelken mellom tvillingdekkene på bakakslingen på lastebilen og avlesing foretas. Deretter kjører lastebilen frem ca. 10 m mens målebjelken står igjen. Ny avlesing foretas når måleuret er falt til ro. Maksimal nedbøyning under bakakslingen på lastebilen regnes ut som differensen mellom de to avlesningene. Bæreevnen i målepunktet på det aktuelle måletidspunktet kan beregnes ut fra resultatene.

Denne måten å måle bæreevne på brukes ikke lenger i Norge i dag.

#### 8.4.2 Dynamiske målere - Dynaflect

Nedbøyningsmålinger med Dynaflect er beskrevet i Håndbok R211 /3/.

På 1970- og 1980-tallet overtok Dynaflect som standardutstyr for måling av bæreevnen på norske veger. Dette utstyret påfører vegen en vibrerende last, og nedbøyningen under lastsenteret måles i tillegg til nedbøyningene i ulik avstand ut fra lastsenteret. Det gjør det mulig å bestemme *krumningen på dekket* under lasten. Ligger det svake materialer øverst i vegkonstruksjonen vil krumningen være stor, ligger svakheten langt nede, for eksempel i undergrunnen, vil krumningen være liten. Nedbøyningene omregnes til tillatt aksellast i tonn.

Dynaflect er ikke lenger i bruk i Norge.



Figur 8.9 Dynaflect under måling på vegen (Foto: Statens vegvesen)

### 8.4.3 Fallodd

Nedbøyningsmålinger med fallodd (FWD – Falling Weight Deflectometer) er beskrevet i Håndbok R211 /3/.



Figur 8.10 Falloddsutstyr; t.v. oversiktsbilde, t.h. belastningsplate og geofoner (Foto: Dagfin Gryteselv)

Fallodd ble mye brukt utover på 1980-tallet, og er også i dag standardutstyret for måling av vegers bæreevne, både i Norge og i utlandet. Utstyret måler responsen i en vegkonstruksjon når en last slippes ned mot vegdekket.

Et fallodd består i prinsippet av to deler;

- en last som faller fra en bestemt høyde ned på en belastningsplate med diameter 30 cm.
- en rekke med geofoner som registrerer nedbøyningen i lastsenteret og i ulike avstander fra belastningsplaten («nedbøyningsbasseng»).

Kraften som overføres mellom platen og underlaget måles av ei kraftcelle. Lasten fra falloddet skal normalt tilsvare ei hjullast på 5 tonn (ca. 50 kN).



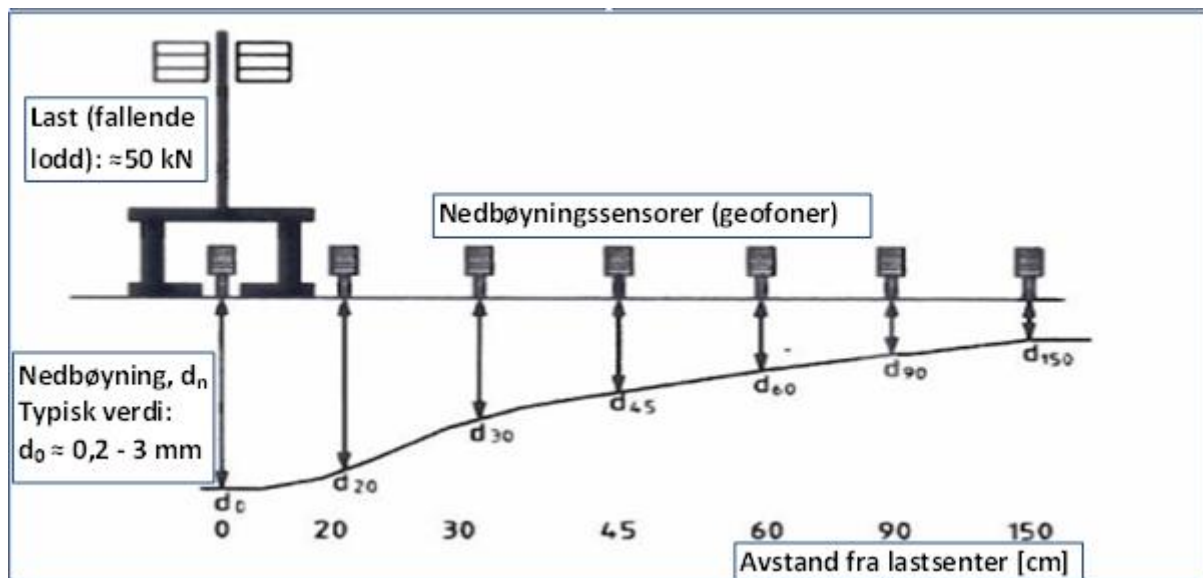
På samme måte som for Dynaflect får man registrert krumningen under lastsenteret. Men den store fordelene med falloddet er at det i tillegg bidrar til å få frem E-verdier (elastisitetsmodul) for de ulike lagene i vegkonstruksjonen.

Målt kraft og nedbøyninger gir et godt bilde av vegoverbygningens stivhet og evne til å tåle trafikkbelastninger. Små nedbøyninger indikerer at lagene i overbygningen har god lastfordelende evne slik at påkjenningene på materialene i grunnen ikke er for store i forhold til hva de tåler. Små nedbøyninger indikerer også at tøyningene i asfaltlagene er små slik at risikoen for oppsprekking på grunn av utmatting er liten.

En vegoverbygning med telefarlig forsterkningslag kan ved måling om sommeren, etter en lang periode med lite nedbør, ha nedbøyningsdata som indikerer at vegoverbygningen har svært god bæreevne, til og med bedre enn den er når materialene har et mer normalt vanninnhold. I forhold til teleløsningsperioden, som er den kritiske med hensyn til vegens bæreevne, kan forskjellen være stor. En god tolkning av nedbøyningsresultatene krever derfor at man kombinerer nedbøyningsdataene med informasjon om materialene i grunnen og i overbygningen, ev. også temperatur og nedbørsforhold ved og i tiden før målingene ble utført.

### **Tolkning av nedbøyningsmålinger med fallodd**

Størrelsen på nedbøyningene og formen på nedbøyningsbassenget kan gi flere opplysninger om tilstanden for vegen, se figur 8.11.



Figur 8.11 Nedbøyningsbasseng ved falloddsmåling (Ill.: Dagfin Gryteselv)

Er det svake materialer øverst i vegkonstruksjonen vil krumningen ( $d_0 - d_{20}$ ) bli stor. Er det svake materialer i undergrunnen vil deformasjonen langt fra lastsenteret ( $d_{90}$  ev.  $d_{150}$ ) bli stor.

Forholdstallet mellom maksimal deformasjon i lastsenteret ( $d_0$ ) og krumningen av deformasjonen under lastsenteret ( $d_0 - d_{20}$ ) gir indikasjon på hvor i vegkonstruksjonen svakheten sannsynligvis ligger.

$$\frac{d_0}{d_0 - d_{20}} > 5 \quad \text{Svakhet i undergrunn/forsterkningslag}$$

$$3 < \frac{d_0}{d_0 - d_{20}} < 5 \quad \text{Svakhet i forsterkningslag/bærelag}$$

$$\frac{d_0}{d_0 - d_{20}} < 3 \quad \text{Svakhet i bærelag/dekke}$$

### **Beregning av bæreevne**

Vegens bæreevne uttrykkes i tonn (tillatt aksellast) og beregnes ved hjelp av empiriske formler hvor kraft, nedbøyning og gjennomsnittlig antall tunge kjøretøyer pr. døgn ( $\dot{A}DT_T$ ) er inngangsparametre. Bæreevneformelen er forskjellig for veg med grusdekke og veg med asfaltdekke.

$$\text{Bæreevne på grusveg:} \quad B_{\text{grus}} = 11 \cdot \left( \frac{225 \cdot p}{d_0 \cdot 150} \right)^{0,6} \cdot \left( \frac{50}{\dot{A}DT_T} \right)^{0,072}$$

$$\text{Bæreevne på asfaltet veg:} \quad B_{\text{asfalt}} = 11 \cdot \left( \frac{E_{\text{dim}}}{200} \right)^{0,6} \cdot \left( \frac{50}{\dot{A}DT_T} \right)^{0,072}$$

hvor  $E_{\text{dim}} = \frac{110 \cdot p}{\sqrt{d_0 \cdot (d_0 - d_{20})}}$  (MPa) (gjelder for platediameter 30 cm) og p er flatetrykk (MPa)

Dimensjonerende bæreevne tilsvarer bæreevnen som 90 % av strekningen oppfyller (90-percentilen), dvs. vi tillater at 10 % av strekningen er svakere.

#### **8.4.4 Portabelt fallodd/lettvektsfallodd**

I noen tilfeller der ordinært fallodd ikke kan benyttes, kan bruk av et portabelt fallodd være aktuelt (Portable Falling Weight Deflectometer, PFWD). Dette utstyret benevnes også som lettvektsfallodd (Light Weight Deflectometer, LWD).



Figur 8.12 Portabelt fallodd (Foto: Impact test equipment)

Bruksområdet er normalt på svakere konstruksjoner som ikke skal belastes med 10 tonns aksellaster, eller områder som ikke er tilgjengelig med større og tyngre mobilt utstyr.

Prinsippet for måling er det samme som for tyngre fallodd, men det måles normalt bare nedbøyning rett under lastsenteret ( $d_0$ ). Det finnes også utstyr som har inntil tre geofoner. Platediameter er i område 10 – 30 cm og påført last i området 1-20 kN (dvs. opptil 2 tonn).

#### 8.4.5 Kontinuerlige nedbøyningsmålere

Dynaflect, fallodd og lettvektsfallodd kan registrere nedbøyning og dermed beregne bæreevne i ett punkt. Hver punktmåling tar gjerne flere minutter slik at tidsforbruket på en lengere strekning blir stort.

Dersom det er behov for bæreevne målinger på en større del av et vegnett kan kontinuerlige nedbøyningsmålere være aktuelt. De betegnes som Rolling Deflectometer eller Traffic Speed Deflectometer (TSD). Felles for disse er at de måler nedbøyninger tilnærmet kontinuerlig mens utstyret kjører langs vegen. Kontinuerlige eller tilnærmet kontinuerlige målere har en lang historie med bl.a. Lacroixsystemet (en slags «vandrende Benkelmansbjelke» fra 1956) som ett eksempel. Ulike utstyr har ulike målehastigheter.

I figur 8.13 er det vist et utstyr som er utviklet av Greenwood i Danmark. Det måler nedbøyning under en 10 tonns aksel med tvillinghjul, og har en målehastighet på mellom 40 og 80 km/t. Utstyret benytter 7 dopplerlasere i avstand 0, 10, 20, 30, 90 og 150 cm fra lastsenteret for å registrere nedbøyningsbassenget.



Figur 8.13 Traffic Speed Deflectometer – TSD (Foto: Greenwood.dk)

Gjennom tester er det påvist god sammenheng mellom målinger utført med TSD og fallodd (FWD).

Siden målehastigheten på dette utstyret må være 40 km/t eller mer, vil det ikke egne seg på smale og svingete veger. Ujevnheter i vegen vil også påvirke måleresultatene.

#### 8.4.6 Platebelastning

Platebelastning er beskrevet i Håndbok R211 /3/.

Platebelastning er en metode for å måle stivheten til vegfundamentet, og brukes hovedsakelig for kontroll av komprimering på utlagte materialer med maksimal kornstørrelse mindre enn ca. 150 mm. Platebelastning kan også brukes for å måle bæreevne og stabilitet.

Målingene gjøres ved at man registrerer nedbøyning på vegoverflaten når en plate med diameter 300 mm settes under en last som skal tilsvare et tungt kjøretøy. Man regner med at resultatene av platebelastningsmålingene kan gjenspeile stivheten til materialer i vegkonstruksjonen ned til 1,5 meters dybde.



Figur 8.14 Platebelastningsutstyr – manuelt (Foto: Marit Fladvad)



Figur 8.15 Platebelastningsutstyr - halvautomatisk (Foto: Marit Fladvad)

### Beregning av stivhet

Hvor godt de utlagte materialene er komprimert (komprimeringsgrad) uttrykkes som endring i elastisitetsmodul i et målepunkt etter gjentatt pålasting i to belastningssykluser. For hver av de to syklusene blir belastningen påført i 5 trinn: 50, 180, 300, 420 og 600 kN/m<sup>2</sup>. Elastisitetsmodulen bestemmes på grunnlag av teori for en jevnt belastet stiv og sirkulær plate etter følgende formel:

$$E = 0,75 * (\Delta p / \Delta s) * D$$

hvor

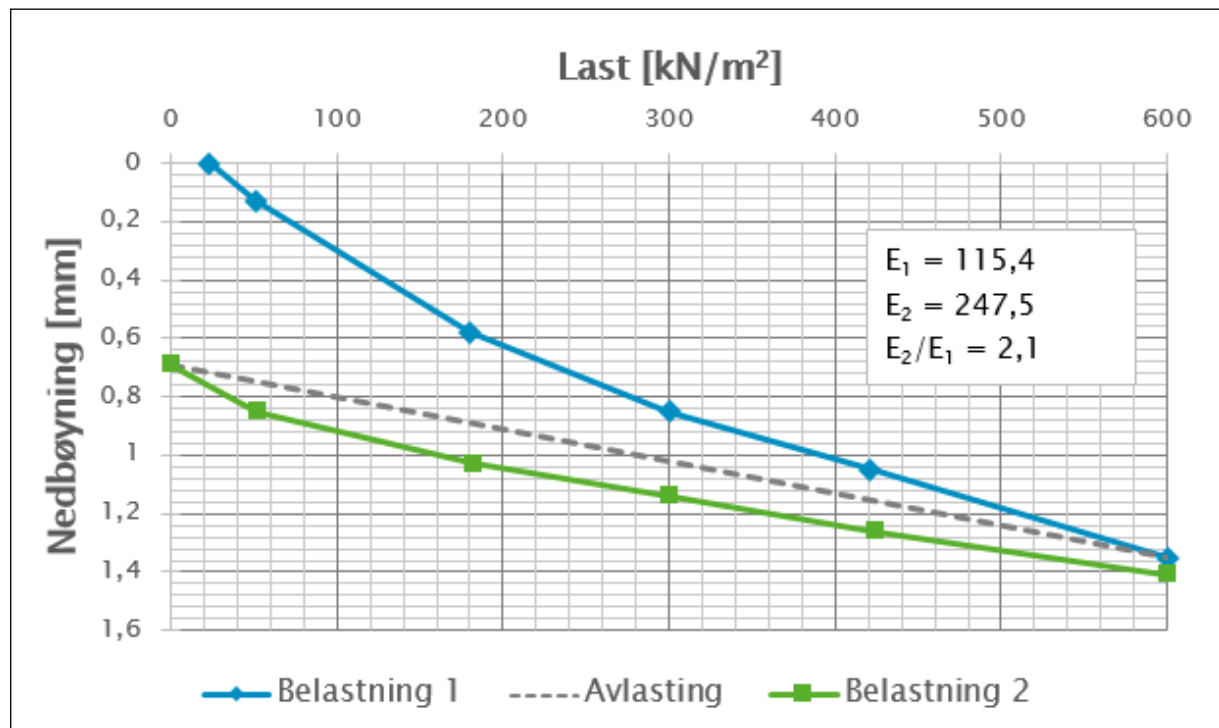
E = elastisitetsmodul

$\Delta p$  = belastning på platen i kN/m<sup>2</sup>

$\Delta s$  = sammentrykning av materialet i mm

D = platens diameter

Figur 8.16 viser resultater fra et platebelastningsforsøk, med last-/nedbøyningsregistreringer og tilhørende avledede E-moduler.



Figur 8.16 Platebelastning; last-/nedbøyningskurve for to belastningssykluser (Ill.: Marit Fladvad)

Fra kurven for første gangs belastning blir E<sub>1</sub>-verdien regnet ut på følgende måte:

Først bestemmes de punkter på kurven som tilsvarer 0,3 og 0,7 av maksimalbelastningen.

Ved en totalbelastning på 600 kN/m<sup>2</sup> tas setningen s<sub>1</sub> ved 180 og s<sub>2</sub> ved 420 kN/m<sup>2</sup> (hhv. 0,3 og 0,7 av totalbelastningen).  $\Delta p = p_2 - p_1$  [kN/m<sup>2</sup>] og  $\Delta s = s_2 - s_1$  [mm]. Verdiene settes inn i formelen over.

Fra kurven for andre gangs belastning, tas setningsverdien ut mellom det andre belastningsstrinnet 180 kN/m<sup>2</sup> og det høyeste belastningsstrinnet hvor kurven er tilnærmet rettlinjert.

E<sub>2</sub>-verdien beregnes på samme måte som E<sub>1</sub>- verdien.

Verdien E2/E1 beregnes og oppgis med en desimal.

Det er vanlig å knytte komprimeringskrav til E2-verdien og E2/E1-verdien /1/.

### 8.4.7 Dynamic Cone Penetrometer (DCP)

DCP er også beskrevet i Håndbok R211 /3/.

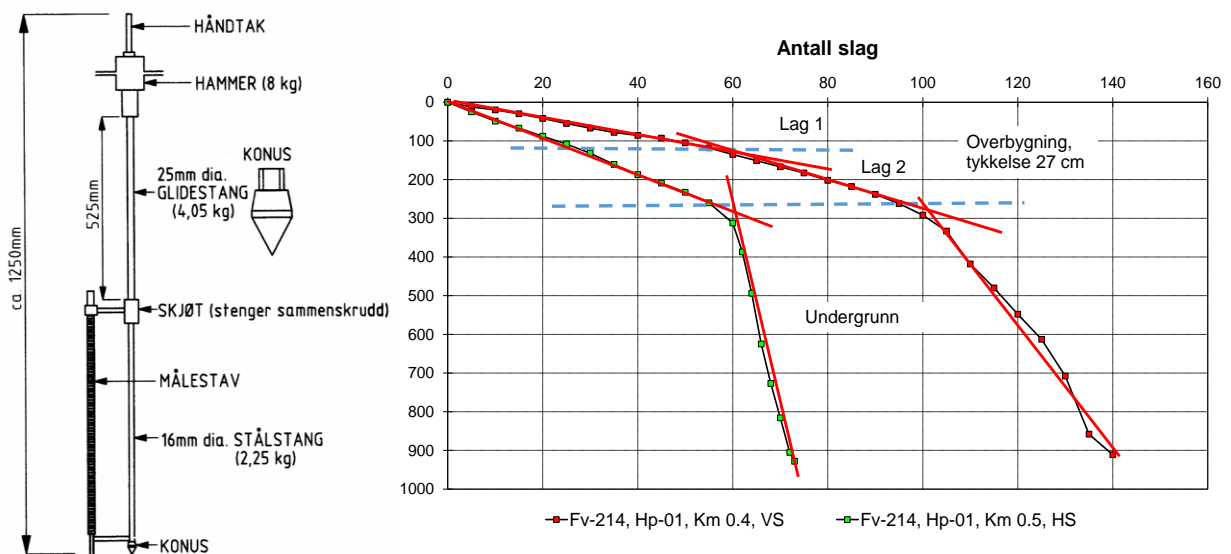
DCP (Dynamic Cone Penetrometer) er et sonderingsutstyr hvor en stålkone med bestemt form slås ned i vegen med et lodd som har en bestemt vekt og fallhøyde.

Det finnes både manuelt og automatisk DCP utstyr. Måleprinsippet er imidlertid likt. Utstyret består av ei stang med en 60° konus i den ene enden, se figur 8.17. På stanga er det montert et lodd som veier 8 kg. Målingene utføres ved at loddet løftes opp og slippes gjentatte ganger. Nedtrengningen av spissen i det aktuelle materialet registreres.

DCP brukes for å uttrykke skjærstyrken for sand og grusmaterialer. Utstyret er spesielt godt egnet for bærelags- og forsterkningslagsmaterialer, bl.a. i forbindelse med planlegging av forsterkningsarbeider.

DCP er først og fremst egnet til å fastlegge variasjoner i materialenes skjærstyrke og lagdelinger gjennom registrering av ulik materialstyrke i en eksisterende konstruksjon. Utstyret bør ikke benyttes i kohesive jordarter, eller friksjonsjordarter med stor maksimal steinstørrelse, eller en høy andel grovt materiale.

Sondering med DCP i en eksisterende vegkonstruksjon utføres etter at asfaltlagene er fjernet ved kjerneboring e.l. Utstyret egner seg ikke i grove materialer pga. problemer som oppstår når sondespissen treffer store steiner. Det er viktig å være klar over at utstyret gir styrken på det tidspunktet sonderingene gjennomføres. Sjelden vil man treffe det tidspunktet hvor styrken er som lavest.



Figur 8.17 DCP; t.v. utforming av måleutstyret /3/, t.h. resultater fra DCP-målinger på to vegger, dybde i mm (Ill.: Geir Berntsen)

Diagrammet til høyre i figur 8.17 viser to DCP-sonderinger for en veg hvor antall slag er plottet som en funksjon av dybden. Styrken er en funksjon av helningen på grafene. En slak helning

indikerer liten synk pr. slag og dermed et fast materiale, motsatt dersom helningen er bratt. Helningen for grafene angis som synk i mm pr. slag og er kalt *DCP-verdi*.

Figuren viser også hvordan disse dataene kan tolkes. Hvert lag har sin styrke og dermed tilnærmet lik synk pr. slag. De deler av kurven som representerer en rett linje utgjør derfor et lag. Figuren viser at vi har et lag like under asfalten (lag 1) som er 11-12 cm tykt. Under dette er lag 2, hvor helningen er litt brattere og som derfor er noe svakere enn lag 1. Ved 27 cm viser figuren en merkbar endring og det er tydelig at materialene er langt bløtere enn for de to lagene over. Dette er undergrunnen og DCP-sonderingene viser at tykkelsen av vegfundamentet kun er 27 cm under ev asfaltlag.

### **Sammenheng mellom DCP og CBR**

Styrkeparameteren CBR (California Bearing Ratio) er en mye brukt parameter i andre dimensjoneringsystemer (jfr. kapittel 5). Det er utviklet flere empiriske ligninger for sammenhengen mellom DCP-verdi og CBR. Følgende sammenheng er mye benyttet:

$$\text{Log CBR} = A - B * \text{Log DCP}$$

Parameterne A og B er avhengig av materialet, for sandige og grusige materialer er verdiene A = 2,2 og B = 0,71 ofte brukt.

Det er også en sammenheng mellom CBR-verdi og lastfordelingskoeffisienten a. Men man må som påpekt være oppmerksom på at verdiene gjelder på det tidspunktet som sonderingene gjennomføres, og dette er nødvendigvis ikke det tidspunktet som er kritisk mht. bæreevnen.

## **8.5 Georadar**

Georadar (GPR – Ground Penetrating Radar) er utstyr som kan kartlegge lagdelingen i en vegkonstruksjon og/eller i grunnen. Georadar kan være et alternativ eller supplement til oppgraving og grunnboringer. I tillegg finnes ulike varianter bl.a. til bruk i tunnel og for bruk i terreng.

Georadar fungerer ved at det sendes ut elektromagnetiske bølger i UHF og/eller VHF frekvensområdet (normalt 100 – 3000 MHz) fra en eller flere antenner ned i grunnen. Georadaren måler tiden det tar fra en puls er sendt ut til den kommer tilbake etter å ha vært reflektert fra ulike overflater med forskjellige egenskaper. Utbredelsen av disse bølgene avhenger av materialenes dielektrisitetverdi (øker bl.a. med vanninnholdet) og elektriske ledningsevne (øker med ioneinnholdet). Den dielektriske verdien til et materiale er en indikasjon på dets lagringskapasitet av ladninger i et elektrisk felt.

De reflekterte signalene fanges opp av antenner. Eksempel på georadarantennen montert på bil er vist i figur 8.18.

Målingene vil i de fleste tilfeller kreve lite tidsforbruk. Georadar produserer et kontinuerlig profil/snitt og vil f.eks. kunne avdekke lagtykkelser, dybde til fjell, teledybde og variasjoner i materialtyper og vanninnhold. Sammen med grunnboringer/oppgravinger for å kalibrere resultatene, kan dette gi et godt bilde av grunnforholdene langs en vegstrekning.

Georadar kan normalt ikke benyttes til å bestemme detaljerte materialegenskaper som f.eks. kornfordeling og materialsammensetning.

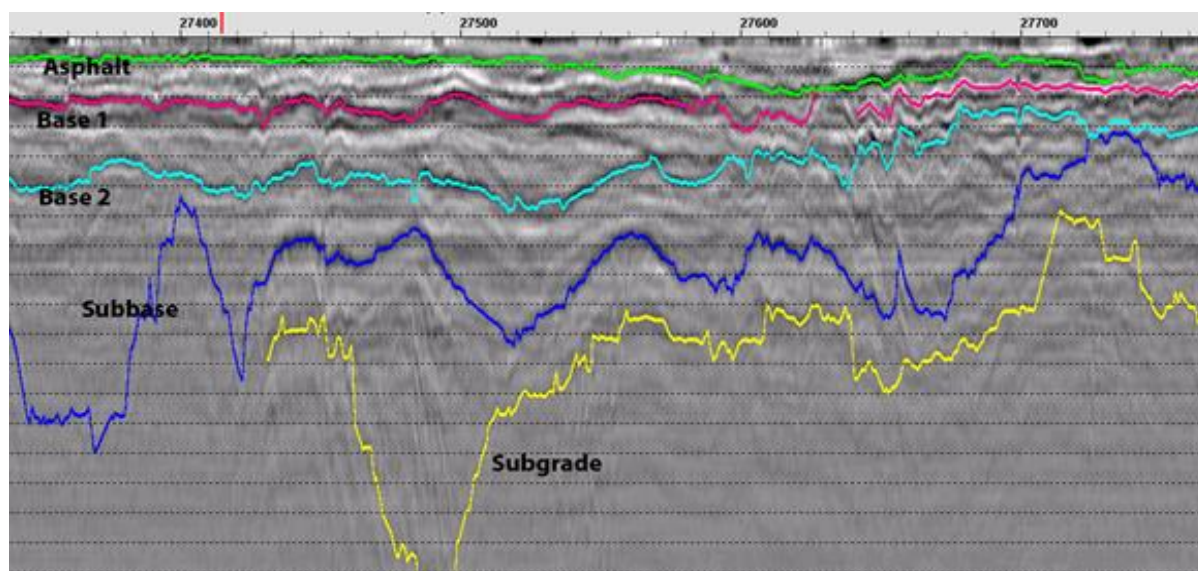
Georadar er også egnet dersom spesielle objekter i grunnen ønskes påvist. Dette kan være ulike konstruksjoner, rør og kabler av en viss tykkelse. Georadar, avhengig av type, kan under

gunstige forhold «se» objekter ned til ca. 5 cm størrelse og til en dybde på 2,5 – 3 m under overflaten.



Figur 8.18 Georadar; ulike antenner og antenneplasseringer (Foto: SINTEF t.v., Statens vegvesen t.h.)

Gjennom signaltolkninger, beregninger og analyser produseres det tolkbare resultater. Eksempel på dette er vist i figur 8.19. Resultatet er vist som lengdeprofil der lagdelinger og spesielle objekter/observasjoner er avmerket.



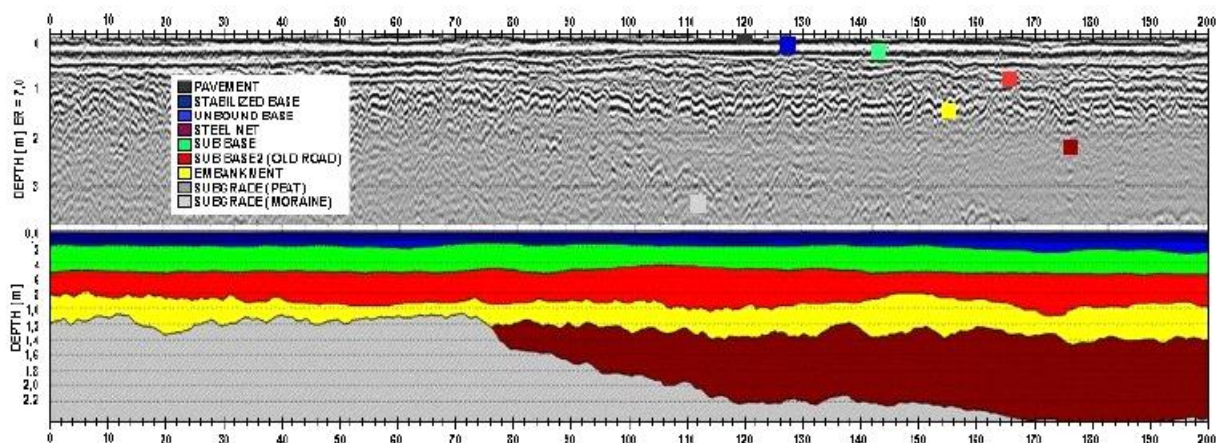
Figur 8.19 Georadar - eksempel på resultatvisning i et lengdeprofil

I forbindelse med forsterkning av veg vil data fra georadar kunne gi informasjon om lagtykkelser og til en viss grad indikasjon på type materialer lagene består av og deres kvalitet basert på dielektrisk verdi. Videre vil en, med visse begrensninger i dybdevirkning, kunne finne bl. a. grunnvannsnivå, frostdybde, stikkrenner, rør og kabler, bergoverflate og dybde av myr.

Tolking av georadardata krever erfaring og trening og bør overlates til erfarent personell. Det vil være behov for et begrenset antall oppgravingsprøver for kalibrering av målingene.

Georadar er et godt supplement og input til en integrert analyse der andre typer data slik som data fra fallodd, spor og jevnhet, laserskanning og video/bilder tas i bruk. Ved å studere tverrprofiler fra georadarmålinger kan en danne seg et inntrykk av om spordeformasjoner skyldes deformasjoner i bærelag eller i grunnen, noe som har stor betydning for valg av tiltak.





Figur 8.20 Resultater fra georadarmålinger på myr (Roadscanners OY)

## 8.6 Oppgraving og materialanalyser

I NVDB finnes det en del data om konstruksjonsoppbygging (bl.a. materialtyper og lagtykkelser). De fleste av disse oppgravingsdataene er imidlertid av eldre dato og kvaliteten kan være usikker/ikke dokumentert.

Dersom konstruksjonsoppbygging og undergrunn og tilhørende materialeegenskaper er ukjent, er det aktuelt med oppgravinger og materialanalyser for å finne lagtykkelser, materialtyper og materialeegenskaper. Omfang og opplegg for dette må tilpasses i hvert tilfelle. Det vil normalt være behov for oppgravingsprøver i minst 3 til 4 punkter per km veg på de svakeste deler av vegen.

Statens vegvesens håndbøker R210 Laboratorieundersøkelser, R211 Feltundersøkelser og V220 Geoteknikk i vegbygging omhandler felt-/terrengundersøkelser og materialanalyser i detalj.

I praksis vil man normalt ha valget mellom prøvetaking ved hjelp av traktorgraver e.l., eller ved hjelp av skovlboring. Bruk av traktorgraver i veg med fast dekke innebærer fjerning av et større areal av asfaltdekket, med tilsvarende areal å istandsette etter prøvetaking. Ved uttak av prøver ved hjelp av skovlbor vil man normalt bruke kjerneboring som i Norge sjelden er større enn 200 mm i diameter, for å komme gjennom asfaltlagene. Dette begrenser størrelsen til skovlboret som brukes til prøvetaking av de granulære materialene under asfaltlagene. Dette kan fungere fint for sand eller mer finkornige masser, men det kan være vanskelig å ta ut representative prøver i materialer av grov pukk eller kult.

Bestemmelsen av tykkelsen på de forskjellige lagene inngår alltid ved oppgravinger. I mange tilfeller får man de mest pålitelige lagtykkelsene ved måling på veggen i oppgravingsshullet. Hvilke analyser som ut over dette bør utføres, avhenger av materialene.

For bituminøse materialer kan følgende gi nyttig informasjon:

- Når asfaltkjernen består av flere lag, må heften mellom lagene vurderes.
- Materialets lastfordelingsegenskaper bør anslås. Består den uttatte prøven av en fast borkjerne, er det lett å få ut løse steiner fra kjernen eller har prøven sprekker av betydning?
- Vurdering av bindemiddelinhold og steinmaterialets korngradering er aktuelt dersom fjerning og gjenbruk av gammel asfalt er en sannsynlig del av forsterkningstiltaket.

For granulære materialer vil følgende gi nyttig informasjon:

- Kornfordeling, inklusive bestemmelse av materialets vannømfintlighet, dvs. andelen under 0,063 mm regnet i forhold til materialet mindre enn 22,4 mm.
- Materialets telefarlighet, dvs. andelen materiale mindre enn 0,020 mm regnet i forhold til materialet mindre enn 22,4 mm. Bestemmelsen av materialets vannømfintlighet kan gi en indikasjon på telefarligheten.
- Dersom det er mistanke om humus i materialet bør dette inngå i analysene.
- En enkel klassifisering mht. andelen knuste partikler, ev. om materialet består av knust fjell.
- En vurdering av ev. andel av svake korn i materialet.

## 8.7 Friksjon

Friksjonsforholdene har stor betydning for trafikksikkerheten på vegene både sommer og vinter. Hovedvekten av målingene foretas på vinterføre i forbindelse med oppfølging av kravene i driftskontraktene. Entreprenøren gjør målinger for å se om det er behov for friksjonsforbedrende tiltak, og byggherren gjennomfører friksjonsmålinger for å kontrollere at entreprenøren har gjort jobben sin.

Sommerfriksjon måles ved mistanke om glatt vegbane eller ved spesielle hendelser slik som ulykker. Teksturdata kan legges til grunn for å bestemme hvor det er behov for å gjennomføre friksjonsmålinger. Det gjøres også stikkprøvekontroller av nylagte og eldre vegdekker.

Det benyttes kontinuerlige friksjonsmålere som har et målehjul som bremses, og kreftene som virker på hjulet registreres. Det er friksjonsmåleren ROAR (ROad Analyser and Recorder) som benyttes for å følge opp friksjonen på vegdekker i Norge. Måleresultatet angis som en friksjonskoeffisient, og er da et uttrykk for vegdekkets friksjon under de gitte betingelser.



Figur 8.21 Friksjonsmåling med ROAR5 (Foto: Bård Nonstad)

En måling på et vegdekke foregår med en målehastighet på 60 km/t, samtidig som det legges ut en vannfilm på 0,5 mm foran målehjulet. Det benyttes et standardisert glatt målehjul (uten mønster). En måling skjer enten med fast eller variabel slipp. Slipp (%) er en betegnelse for graden av oppbremsing i forhold til fritt rullende hjul. Låst hjul er dermed 100 % slipp. Variabel

slipp vil si at målehjulet bremses fra fritt rullende til låst hjul i løpet av et par sekunder, og den maksimale friksjonsverdien i løpet av denne nedbremsinga registreres.

Friksjonsdataene legges inn i en egen database (Rosita) for bearbeiding og føres så over til Nasjonal Vegdatabank (NVDB).

Friksjon er inngående behandlet i Lærebok Drift og vedlikehold av veger /6/, herunder nærmere beskrivelser av andre måleutstyr.

## 8.8 Tilstandsutviklingsmodeller

En tilstandsutviklingsmodell er et matematisk verktøy for beregning av framtidig tilstand til vegoverbygningen. Vanlig brukte tilstandsindikatorer er spordybde, krakelert dekkeareal og IRI (International Roughness Index). IRI er en av de viktigste tilstandsindikatorer og er et uttrykk for ujevnhet. Med gitte opplysninger om trafikkbelastning, klimapåkjenninger, materialegenskaper og vegens oppbygging, kan en tilstandsutviklingsmodell brukes til å beregne tilstandsutviklingen.

Tilstandsutviklingsmodellene utgjør en viktig del av dekkeplanleggingssystemet (PMS), dimensjoneringsystemer og forvaltningssystemer for vegkapital. Modellene gjør oss bedre i stand til å forutsi framtidig dekketilstand som kan danne grunnlag for å:

- beregne framtidige kostnader for drift og vedlikehold av veger
- beregne framtidig ressursbehov
- bestemme riktig tidspunkt for vedlikeholdstiltak
- optimalisere dimensjonering av vegkonstruksjonen
- vurdere effekten av ulike tiltak

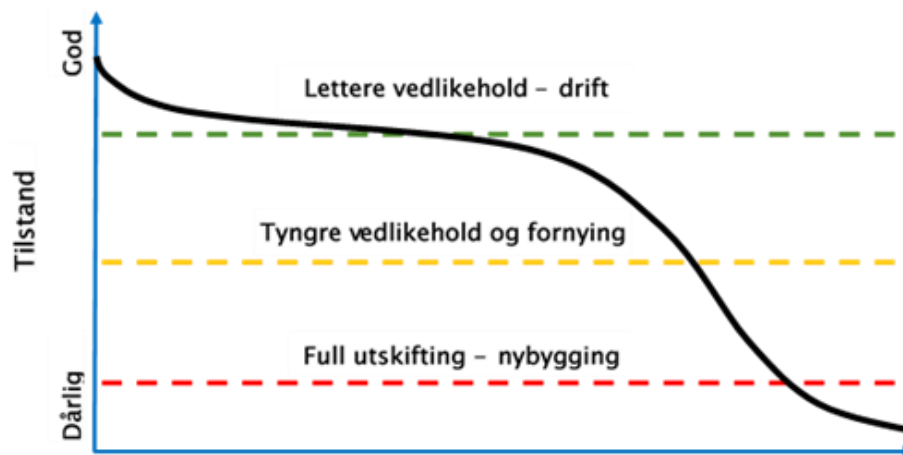
Siden AASHTO-forsøkene i USA på 1960-tallet har mange forskjellige tilstandsutviklingsmodeller blitt utviklet. De aller fleste er empiriske (erfaringsbaserte), dvs. de er utviklet for bestemte klima- og trafikkforhold. Empiriske modeller har imidlertid begrenset anvendbarhet og det kreves en stor innsats med kalibrering og tilpasning for at de skal kunne anvendes ved andre forutsetninger.

En mindre gruppe av modeller som er utviklet er av typen mekanistisk-empirisk. Disse modellene bruker grunnleggende mekanistiske/teoretiske prinsipper og materialegenskaper for å beregne spenninger og tøyninger som brukes videre til beregning av framtidige dekkeskader ved bruk av empiriske relasjoner. Mekanistisk-empiriske modeller gjør det mulig å inkludere effekten av klimafaktorer (temperatur, fuktinnhold) i beregning av tilstandsutvikling. De er som regel mer komplekse og krever relativt omfattende data om materialegenskaper, trafikkklaster og klima-faktorer.

I figur 8.22 er det vist en generell tilstandsutviklingskurve der tilstand som funksjon av tid er vist. Som nybygd er tilstanden god. Tilstanden avtar over tid og vil før eller siden nå et nivå der det er behov for full utskifting, eller nybygging, dvs. at vedlikehold blir så omfattende at det ikke er lønnsomt lengre.

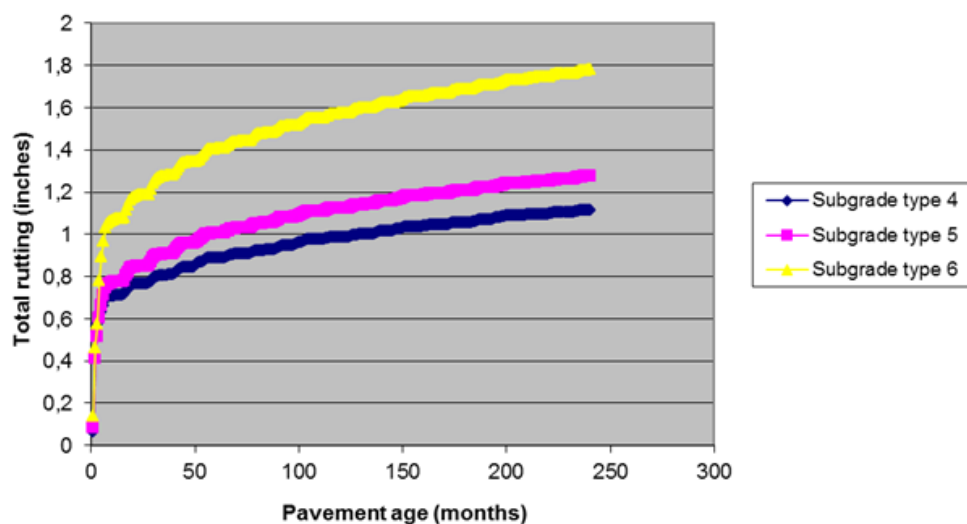
Som eksempel kan det nevnes en vegoverbygning med asfaltdekke. Den første tiden etter bygging vil det være behov for ingen, eller få tiltak. For eksempel bare litt lapping og forseglinger av mindre sprekker, dvs. driftsmessige tiltak.

Etter hvert blir det gjerne behov for tyngre vedlikeholdstiltak, f.eks. fornying med nytt asfaltdekke pga. spor og/eller ujevnheter. Til slutt vil hele vegoverbygningen ha nådd sin funksjonelle levetid og må byttes ut, dvs. det er behov for utskifting og nybygging.



Figur 8.22 Tilstandsutviklingskurve, tilstand som funksjon av tid (Ill.: Dagfin Gryteselv)

Figur 8.23 viser eksempel på tilstandsutviklingskurver for spor i vegdekke avhengig av type undergrunn. Disse kurvene er beregnet ved hjelp av en tilstandsutviklingsmodell (ME Design).



Figur 8.23 Tilstandsutviklingskurver, sporutvikling for ulike typer undergrunn (Ill.: Rabbira Saba)

## Referanser

- /1/ Statens vegvesen, *Vegbygging*, Håndbok N200, Vegdirektoratet 2014.
- /2/ Statens vegvesen, *Skadekatalog for bituminøse vegdekker*, Håndbok V261, Vegdirektoratet 2014 (1996).
- /3/ Statens vegvesen, *Feltundersøkelser*, Håndbok R211, Vegdirektoratet 2014 (1997).
- /4/ Statens vegvesen, *Laboratorieundersøkelser*, Håndbok R210, Vegdirektoratet 2014.
- /5/ Statens vegvesen, *Standard for drift og vedlikehold av riksveger*, Håndbok R610, Vegdirektoratet 2012.
- /6/ Statens vegvesen, *Lærebok Drift og vedlikehold av veger*, rapport nr. 365, Vegdirektoratet 2015.

## 9 Frostsikring

### 9.1 Forutsetninger for problem med frysing og tining

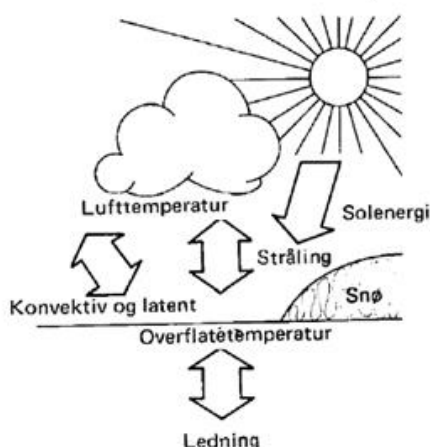
Når overflatetemperaturen for en veg endrer seg vil dette medføre varmemstrømmer i og under vegkonstruksjonen. På varme sommerdager vil temperaturen øke ved at varme strømmer fra overflaten og nedover. Det motsatte skjer om vinteren, da strømmer varmen fra vegkonstruksjonen og undergrunnen til overflaten. Og dersom temperaturen kommer under frysepunktet for vann vil det, om forholdene ligger til rette, kunne oppstå krefter som medfører telehiv og andre problemer relatert til frysing og tining.

Det er tre forhold som må være til stede for at frysing og tining skal gi problemer for en vegkonstruksjon:

1. frost
2. telefarlige materialer
3. vann

#### 9.1.1 Frost

Temperaturen på vegoverflaten styres i hovedsak av tilgangen på solenergi og av varmeveksling med atmosfæren (figur 9.1). Strålingen kan medføre at vegoverflaten vinterstid kan være lavere enn lufttemperaturen, og sommerstid kan denne være betydelig høyere.



Figur 9.1 Varmeomsetning i jordoverflaten /1/

Når temperaturen endres i dekkeoverflaten vil det skje en varmemstrøm i vegkonstruksjonen (vegoverbygningen og undergrunnen) for å opprettholde varmebalansen. Denne varmemstrømmen er egenvarme, geotermisk varme og ikke minst varme som frigjøres/absorberes i forbindelse med frysing og tining av vann.

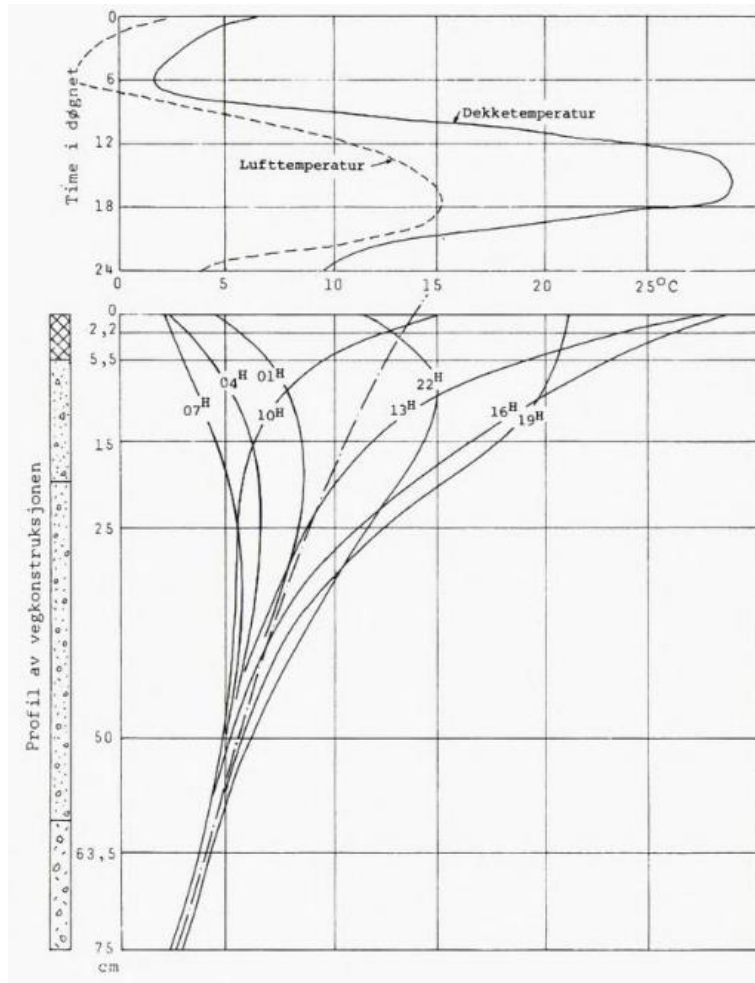
Varmemstrømmen medfører endringer av temperaturen i materialene, typiske temperaturfordelinger er vist i figur 9.2.

Mengden frost angis i enheten frosttimer ( $\text{h } ^\circ\text{C}$ ) som er produktet av antall kuldegrader og varighet i timer.

Eksempler:

1 time med temperatur  $-1\text{ }^\circ\text{C}$  er 1 frosttime.

1 time med temperatur  $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$  er 5 frosttimer.  
 5 timer med temperatur  $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$  er 25 frosttimer.



Figur 9.2 Eksempel på temperaturfordeling i en vegkonstruksjon /4/

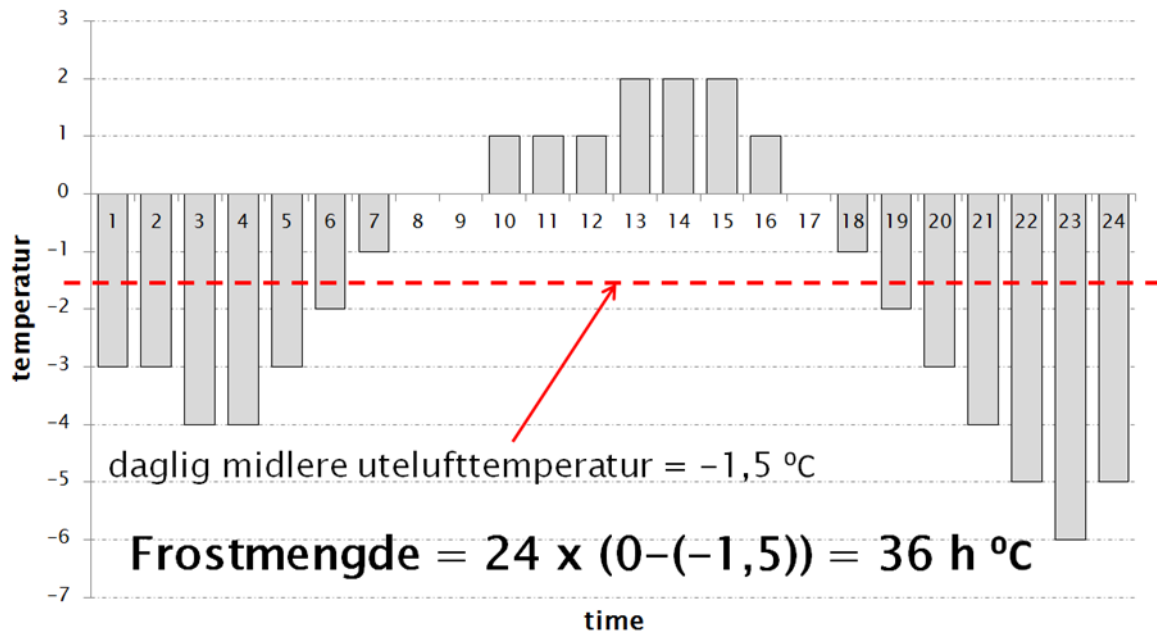
Beregningsmetode av frostmengde for en vinter er gitt i NS-EN ISO 13793 /5/ hvor følgende definisjoner er gitt:

Frostmengden er 24 ganger summen av differansen mellom  $0\text{ }^{\circ}\text{C}$  og daglig midlere utelufttemperatur, summert daglig i løpet av frosts sesongen, medregnet både positive og negative differanser. Benevnningen er  $h\text{ }^{\circ}\text{C}$  (timegrader).

Frosts sesongen er perioden der midlere daglig utelufttemperatur er lavere enn  $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ , sammen med alle fryse-/tineperioder i hver ende av denne perioden, hvis disse resulterer i netto frost.

Figur 9.3 viser et eksempel på beregning av frostmengden for ett døgn. Her er angitt middeltemperatur for hver time og den daglige midlere utelufttemperaturen er i dette tilfellet  $-1,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Absoluttverdien av denne multipliseres med 24 timer og gir frostmengden  $36\text{ h }^{\circ}\text{C}$  for dette døgnet.

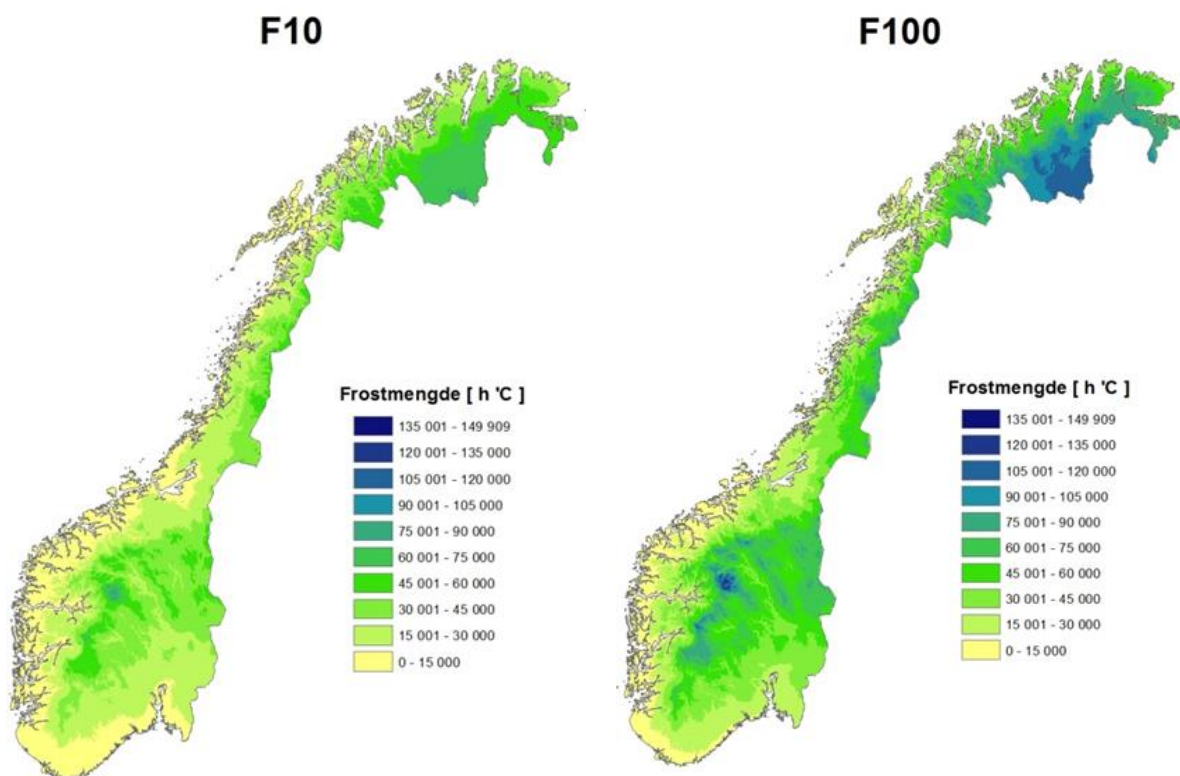
Frostmengden beregnes for hvert døgn og summeres over frosts sesongen.



Figur 9.3 Eksempel på beregning av frostmengde for ett døgn

Frostmengden varierer for hver vinter og ved frostdimensjonering av vegger benyttes den frostmengden som overskrides én gang hvert 10. år eller én gang hvert 100. år.

Disse verdiene angis som henholdsvis  $F_{10}$  og  $F_{100}$ . Hvordan disse fordeler seg på landsbasis er vist i figur 9.4. Tilsvarende er  $F_2$  og  $F_5$  frostmengder som overskrides hvert 2. og hvert 5. år.



Figur 9.4 Frostmengdekart (Meteorologisk institutt)

Håndbok N200 /1/ angir frostmengde  $F_2$ ,  $F_5$ ,  $F_{10}$  og  $F_{100}$  for alle kommunesentraene i Norge. Men de lokale variasjonene innen en kommune kan være betydelige, og variasjonene er avhengig av bl.a. avstanden fra og høyde over havet. I tillegg kan dalfører medføre tilførsel av kald luft som øker frostmengden. I tabellen er det derfor gitt minimum og maksimum korreksjonsfaktor for frostmengde for den delen av kommunen som har et offentlig vegnett.

Brukeren må selv anslå hvilken faktor som skal brukes, men det vil også bli/være mulig å benytte zoombare temakart av typen vist i figur 9.4.

Kommune nr	Kommunenavn	Årsmiddel-temp	Frostmengder, h°C				Korreksjonsfaktorer	
			$F_2$	$F_5$	$F_{10}$	$F_{100}$	Min	Maks
<b>Østfold</b>								
101	Halden	6,3	4000	9000	11 000	20 000	0.86	1.22
104	Moss	6,4	4000	8000	11 000	19 000	0.93	1.15
105	Sarpsborg	6,3	4000	9000	12 000	21 000	0.83	1.24
106	Fredrikstad	6,7	3000	7000	10 000	18 000	0.84	1.21
111	Hvaler	7,2	2000	6000	8 000	14 000	0.94	1.07
118	Aremark	5,4	6000	12000	15 000	26 000	0.90	1.09
119	Marker	5,0	8000	14000	18 000	30 000	0.89	1.14
121	Rømskog	4,4	9000	16000	20 000	34 000	0.97	1.04
122	Trøgstad	4,9	7000	13000	17 000	29 000	0.94	1.11
123	Spydeberg	5,3	6000	12000	15 000	27 000	0.95	1.07
124	Askim	5,2	6000	12000	16 000	27 000	0.97	1.04
125	Eidsberg	5,3	6000	12000	16 000	28 000	0.94	1.08
127	Skintved	5,4	6000	11000	15 000	26 000	0.92	1.02

Figur 9.5 Eksempel på frostmengdetabell /1/

For kommuner som strekker seg fra kysten og langt inn i landet, vil frostmengden kunne variere betydelig. For Rana kommune i Nordland vil f.eks.  $F_{10}$  kunne variere fra 10400 til 48000 h °C. Rana ligger ved kysten, men også for innlandskommuner kan variasjonene være store. For Oppdal kommune i Sør-Trøndelag varierer  $F_{10}$  fra 13000 til 44200 h °C. Kommunesentraene for disse to eksemplene har begge  $F_{10}$  lik 20000 h °C.

### 9.1.2 Telefarlige materialer

Et telefarlig materiale er et materiale som har evnen til å trekke til seg vann ved frysing. Tilgangen på vann er viktig i denne sammenhengen og vann som trekkes til der frysingen skjer (frysefronten) er i hovedsak kapillært vann. Samtidig må mengden vann som trekkes opp til frysefronten være så stor at dette skaper et problem. Telefarligheten for en jordart er altså avhengig av den kapillære stighøyden og av jordartens evne til å lede vann (permeabilitet).

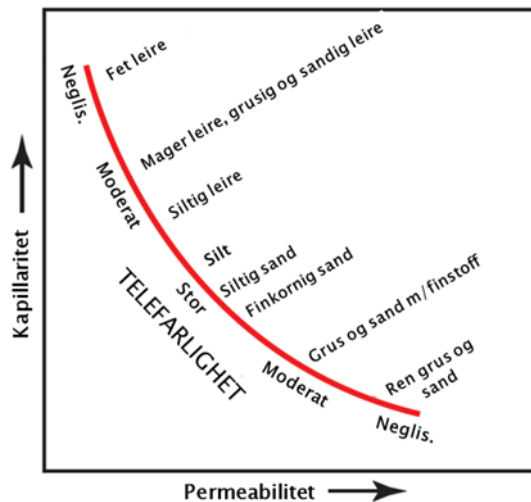
Det er en sammenheng mellom kapillaritet og permeabilitet for et materiale. Høyt porevolum og lite finstoff vil gi høy permeabilitet og lav kapillær stighøyde. Motsatt vil et svært finkornig materiale vil ha stor kapillær stighøyde, men vil kunne være tilnærmet tett; dvs. ha lav permeabilitet.

Den ugunstigste kombinasjonen av disse to parameterne finner vi i silt og sandig silt. Ved høy permeabilitet og lav kapillaritet, og ved lav permeabilitet og høy kapillaritet vil telefarligheten være neglisjerbar. Dette fremgår av figur 9.6.

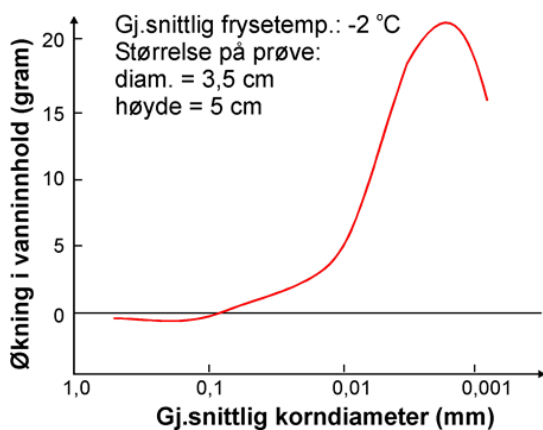
At kombinasjonen mellom kapillaritet og permeabilitet har betydning for telehivets størrelse fremgår av figur 9.7. Redusert gjennomsnittlig korndiameter betyr økt kapillær stighøyde



samtidig som permeabiliteten reduseres. For dette forsøket øker telehivet til et visst punkt når gjennomsnittlig korndiameter reduseres for så å avta når korndiameteren reduseres ytterligere.



Figur 9.6 Telefarlighet avhengig av permeabilitet og kapillaritet (Ill.: Geir Berntsen)



Figur 9.7 Eksempel på telehiv som funksjon av finstoffinnhold /3/

Mengden finstoff i et jordmateriale er altså avgjørende for telefarligheten. De norske klassifiseringsreglene benytter mengden materiale på siktene 2, 20 og 200  $\mu\text{m}$  av materialet som er mindre enn 22,4 mm.

Materialet deles inn i fire telefarlighetsklasser:

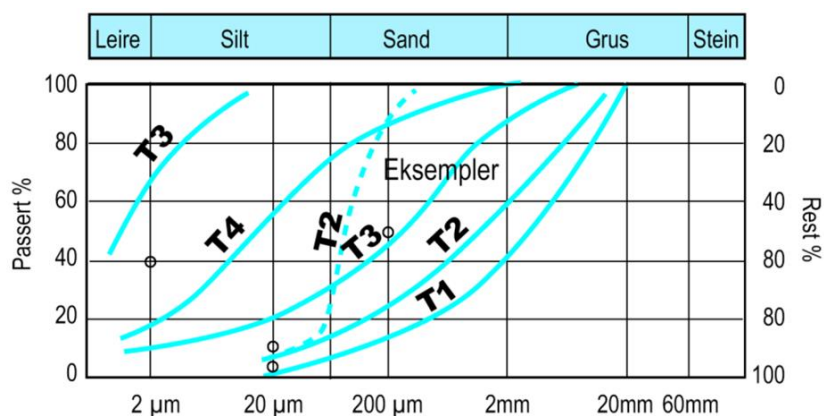
- T1 – ikke telefarlig
- T2 – litt telefarlig
- T3 – middels telefarlig
- T4 – meget telefarlig

Grensene for de ulike telefarlighetsklassene er gitt i figur 9.8, og figur 9.9 viser eksempler som er fremstilt i et kornfordelingskjema.

Telefarlighetsklassifisering				
Telefarlighetsgruppe		Av materiale < 22,4 mm		
		Masse-%		
		< 2 µm	< 20 µm	< 200 µm
Ikke telefarlig	T1		< 3	
Litt telefarlig	T2		3 - 12	
Middels telefarlig	T3	<sup>1)</sup>	> 12	< 50
Meget telefarlig	T4	< 40	> 12	> 50

<sup>1)</sup> Også jordarter med mer enn 40% < 2 µm regnes som middels telefarlig materiale

Figur 9.8 Telefarlighetsklassifisering /1/



Figur 9.9 Eksempler – telefarlighetsklasser /1/

Det er først og fremst materialene i telegruppe T3 og T4 som vil gi problemer med telehiv, men T2-materialer vil kunne få betydelige reduksjoner i bæreevnen som følge av overskuddsvannet som tilføres ved frysing.

### 9.1.3 Vann

Vann må være til stede for at telehiv skal oppstå. Telehiv skyldes ekstra vann som trekkes til fryseseonen ved frysing, og dette vannet er i all hovedsak kapillært vann i jordmassens poresystem.

Kapillært vann trekkes opp fra grunnvannet som følge av vannets overflatespenninger, og den kapillære stighøyden er avhengig av størrelsene på porene. Porestørrelsen er igjen en funksjon av kornfordelingen.

Typiske stighøyder i ulike materialer er:

Grus	0-10 cm
Grov sand	10-15 cm
Middels sand	15-30 cm
Fin sand	30-100 cm
Silt	100-1000 cm
Leire	1000-3000 cm og mer

Grunnvannsnivået kan variere betydelig. F.eks. vil fjellknatter, partier med varierende grunnforhold og områder med varierende topografi medføre store variasjoner. Fjellknatter kan f.eks. kunne stenge vannet i lommer og vil gi god tilgang på vann til fryseseonen.

Vann som strømmer inn under vegen i sidehellende terreng vil også kunne medføre at kapillært vann tilføres frysefronten.

## 9.2 Telemekanismen

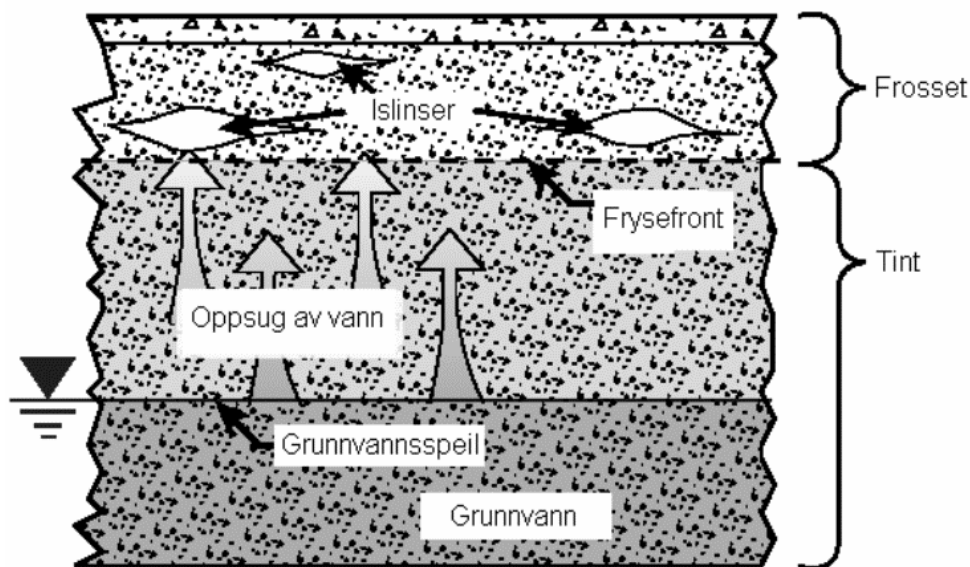
### 9.2.1 Frysing og transport av vann til fryseseonen

Ved frysing trekkes vann opp til frysefronten og danner islinser. Mekanismen bak dette har det vært forsket mye på, men er vanskelig å forstå.

Dr. Stephan Tager forklarte telemekanismen med termodynamikkens lover og samspillet mellom kapillært vann og is i jordarten (kapillær-teorimodellen.) Denne sammenhengen forklarer ikke alle fenomener som oppstår ved frysing, og det har derfor vært laget andre modeller hvor man betrakter selve frostsone og hva som skjer her som funksjon av temperaturforholdene.

Vann er en dipol; dvs. at vannmolekylet har en positiv og en negativ ladet side. Vannet binder seg derfor lett til mineraloverflaten som har en elektrisk overflatelading. Dette kalles absorptivt bundet vann.

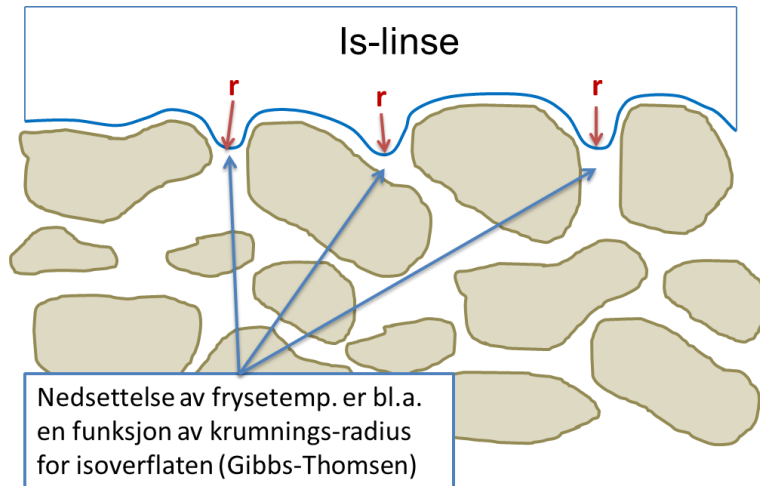
I alle jordarter forekommer absorptivt bundet vann, i tillegg til fritt vann og kapillært vann i porene. Det frie vannet fryser først, og det vil oppstå krefter som trekker vann til den utkrystalliserte isen når frysefronten skal trenge videre nedover i jordmaterialet.



Figur 9.10 Dannelse av islinser. Modifisert etter ADPTF (2004) /6/

Isoverflatens underside vil få en krumning (figur 9.11) som gir en reduksjon av frysepunktet. Frysepunktnedsettelsen skyldes overflatespenninger mellom is- og vannfasen og krumningen på isoverflaten. Spenningsene, og dermed også størrelsen på frysepunktnedsettelsen, er avhengig av krumningen på isoverflaten og dermed på størrelsen på porene. Denne mekanismen beskrives ved Gibbs–Thomson ligning som gjør bruk av termodynamikkens lover og vil ikke bli gjennomgått her.

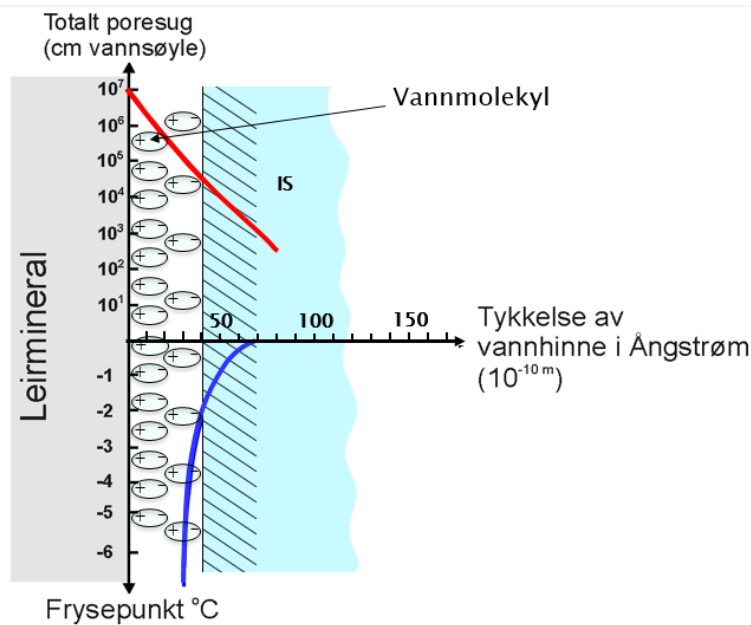
Trykk i vann- og isfasen har også stor betydning for hvordan telehivsdannelsen skjer. Isfronten vil ikke trenge videre nedover før temperaturen faller under den reduserte frysepunkttemperaturen.



Figur 9.11 Nedtrengning av is i et jordmateriale (Ill.: Geir Berntsen)

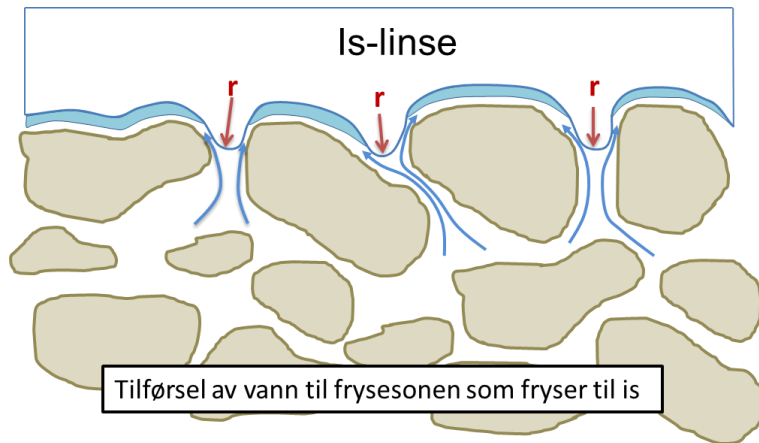
Overflatespenningene mellom vann og is vil gi et poresug på samme måte som overflatespenninger mellom vann og luft gir et kapillært sug i et poresystem.

Vann er absorptivt bundet til mineraloverflaten. Bindingene er sterkest inn til overflaten for så å reduseres med avstanden. Om vann som er bundet absorptiv fryser, vil det oppstå et sug for å erstatte dette vannet, og dette suget (reduksjon av fri energi) vil føre til at frysepunktet nedsettes slik som illustrert i figur 9.12.



Figur 9.12 Binding av vann til mineraloverflate (Ill.: Geir Berntsen)

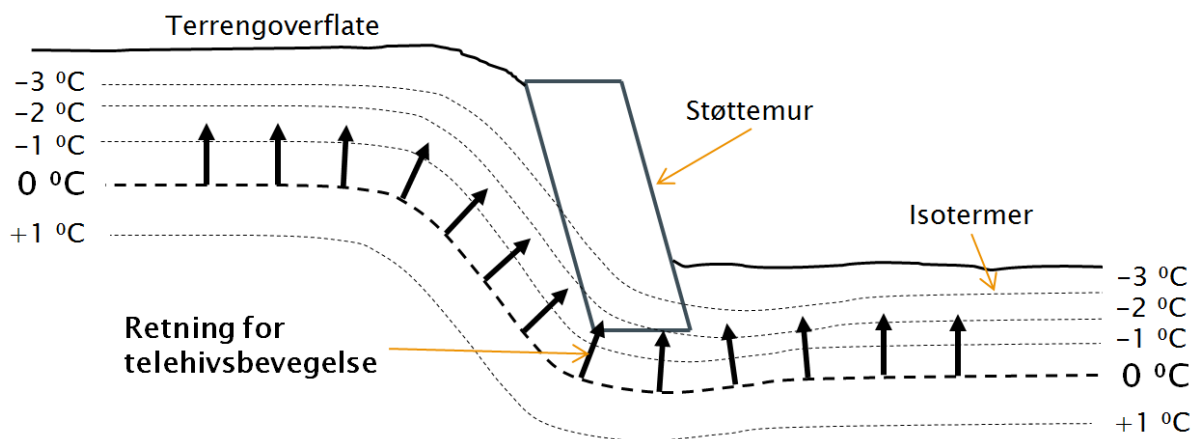
Frysepunktsnedsettelsen og poresug som skyldes frysing av absorptivt bundet vann gjør at ekstra vann transporteres fra undersiden av fryseseonen til oversiden av mineralkornene hvor vannet fryser til is. Vannet vil alltid strømme til den kalde siden av mineralkornet fordi poresuget er størst her; dvs. til underkanten av islinsen, se figur 9.13.



Figur 9.13 Transport av vann til frysesonen og utfrysing (Ill.: Geir Berntsen)

Frosten trenger videre ned i materialet når temperaturen blir lavere enn den reduserte frysetemperaturen i porene. Nye islinser vil kunne dannes etter samme mekanisme videre nedover. Det er kun vann fra undersiden av islinser som bidrar til å danne telehiv. I et froset materiale vil det alltid være en viss mengde absorptivt vann som ikke er froset.

Islinsene vil være orientert horisontalt på varmefluksretningen, det vil si vanligvis parallelt med overflaten. For en støttemur kan islinser dannes parallelt med overflaten av muren og medføre at muren dyttes fremover, se figur 9.14.



Figur 9.14 Retning for telehivsbevegelsen (Ill.: Geir Berntsen)

Varigheten og intensiteten for frosten vil ha mye å si for hvor i konstruksjonen og hvor mange og hvor store islinser som dannes i løpet av frostperioden. Mild vinter vil føre til lav frostnedtrengningshastighet, og store islinser vil kunne dannes nær overflaten. Ved lave frostnedtrengningshastigheter vil frysefronten befinne seg på samme sted over lengre tid og mer vann kan trekkes inn mot dette området. Store islinser høyt oppe i vegkonstruksjonen er ugunstig både med hensyn til telehiv og redusert bæreevne om våren.

Ved kalde vintre vil det være større frostnedtrengningshastighet, og islinserne vil bli mindre, flere og dannes lengre ned i konstruksjonen. Når frostfronten nærmer seg sitt maksimum kan

store islinser dannes i nedre deler av konstruksjonen på grunn av at frysefronten står her over lengre tid (Simonsen 1997).

I jordarter utsatt for frost er størrelsen på telehivet først og fremst bestemt av vanntilgangen og finstoffinnholdet i jorda. Store islinser vil bare dannes i finstoffrike jordarter på grunn av den store kapillære effekten. Avstanden til grunnvannsspeilet er avgjørende. Er denne for stor eller permeabiliteten i materialet for liten, vil ikke vannet nå frostfronten. Det er særlig siltfraksjonen som er utsatt på grunn av dens optimale egenskaper med hensyn på permeabilitet og kapillærsug.

Jevn heving får man når materialer, frostnedtrengning og vanntilgang er uniforme over en lengre strekning. Dette er en idealisering og vil sjelden forekomme. Som oftest vil man få ujevn heving, som kan gi seg utslag i sprekker og ujevnheter i vegdekket. Dette kan skyldes overgang fra ikke-telefarlige til telefarlige materialer, ulik tilgang på vann eller ulikt frostregime grunnet stikkrenner og kulverter.

Jevnt telehiv over en lengre strekning, selv om de er store, vil ikke gi utslag på IRI-målinger og vil heller ikke påvirke kjørekomforten i særlig grad. De kan imidlertid merkes under tineprosessen da man vil kunne få mye vann i konstruksjonen og redusert bæreevne.

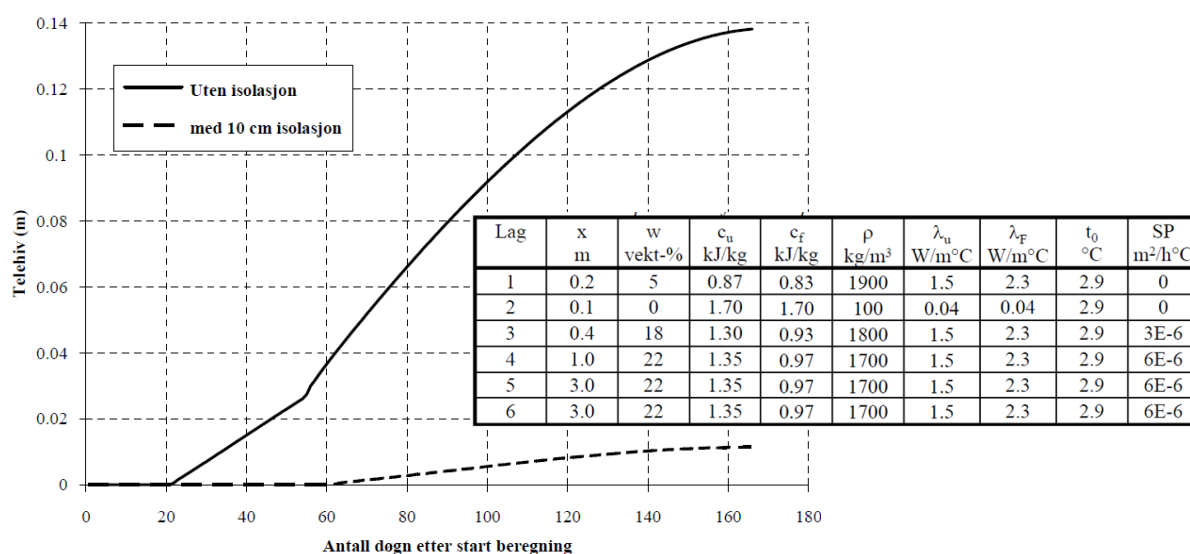
### 9.2.2 Segresjonspotensial og overlageringstrykk

En jordarts evne til å suge vann til frysefronten kan uttrykkes som en funksjon av temperaturgradienten i frysesonen /3/.

Telefarligheten kan angis med parameteren *segresjonspotensialet* SP:

$$SP = \frac{\text{tilstrømnings hastighet for vann}}{\text{temperaturgradient i frysesonen}} = \frac{v(t)}{\text{grad } T_f(t)}$$

Når temperaturen på overflaten og nødvendige materialparametre for de enkelte lag i vegoverbygningen og undergrunnen er kjent (varmeledningsevne, varmekapasiteter, lagtykkelser, vanninnhold, densitet etc.), kan temperaturfordelingen i vegen beregnes. Dermed vil temperaturgradienten i frysesonen være bestemt, og mengden vann som trekkes til frysesonen pr. tidsenhet kan bestemmes når segresjonspotensialet er kjent. Figur 9.15 viser et eksempel på beregnet telehiv ved bruk av segresjonspotensialet.



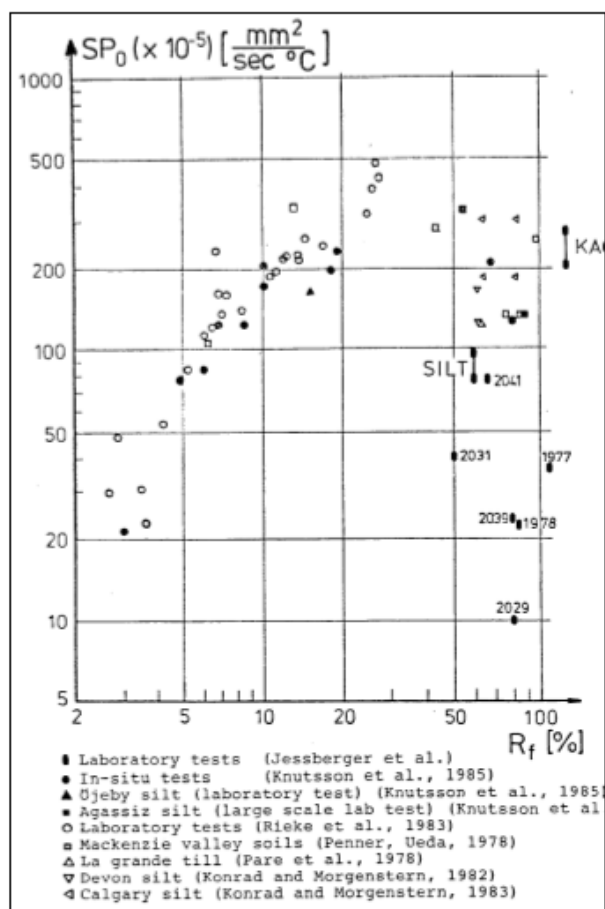
Figur 9.15 Eksempel på beregnet telehiv for en veg med og uten isolasjon (Geir Berntsen)

Undersøkelser viser at det er en klar sammenheng mellom segresjonspotensialet og materialets finhetsfaktor  $R_f$ . Finhetsfaktoren er definert på følgende måte:

$$R_f = \frac{(\% < 2 \mu\text{m}) \cdot (\% < 74 \mu\text{m}) \cdot 100}{(\% < 400 \mu\text{m}) \cdot w_L}$$

hvor  $w_L$  = flytegrensen

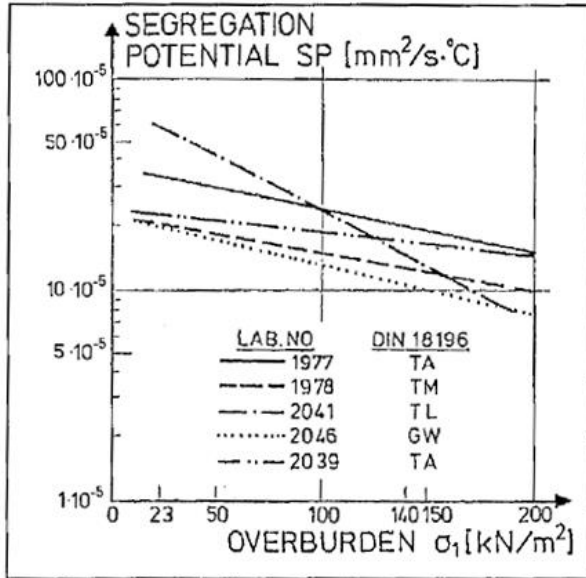
Figur 9.16 viser denne sammenhengen. Dersom de varmetekniske egenskapene for materialene i en veg er kjent, er det altså mulig å beregne hvor mye vann som suges til frysefronten, og dermed også beregne telehivets størrelse om segresjonspotensialet er kjent.



Figur 9.16 Segresjonspotensialets variasjon med finhetsfaktoren /3/

Figur 9.17 viser hvordan SP endres som funksjon av overlagingstrykket for noen materialer, og felles for alle er at segresjonspotensialet reduseres med økende overlagingstrykk. Dvs. at mengden vann som tilføres islinsen og dermed størrelsen på telehivet, reduseres med økende overlagingstrykk.

Overlagingstrykket tilsvarer vekten av overliggende materialer. Dersom telehivet oppstår i et punkt eller begrenset område (ofte tilfellet ved ujevne telehiv) vil de frosne materialene medføre at belastningene blir betydelig større enn vekten av overliggende materialer skulle tilsi. Det frosne laget vil fungere som en stiv plate/bjelke som overfører last fra omkringliggende områder til punktet med telehiv.



Figur 9.17 Segresjonspotensialet som funksjon av overlagingstrykk (Jessberger/Jagow 1989) /3/

### 9.3 Teleproblemer

Frysing og tining i en veg vil kunne medføre flere typer problemer. Ved frysing er problemene i hovedsak:

- Telehiv med påfølgende ujevnheter på langs og tvers av vegen
- Telesprekker

Ved tining vil hovedproblemet være:

- Redusert bæreevne i teleløsningsperioden
- Redusert fremkommelighet på grusveger

Når vegen er frosset vil vegen ha meget stor bæreevne og nedbrytningen fra trafikkklaster vil være neglisjerbar. Det er stort sett kun piggdekkene som gir skader på vegen i denne perioden.



Figur 9.18 Skilting vedrørende teleskader og telehiv er ikke et uvanlig syn i Norge (Foto: Statens vegvesen)



### 9.3.1 Telehiv

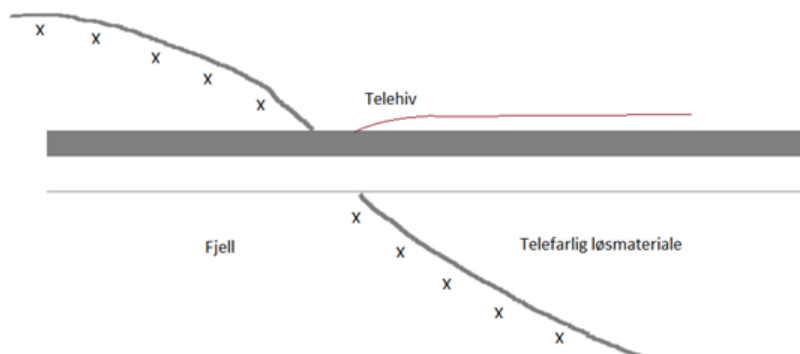
Telehiv oppstår i hovedsak i materialene i undergrunnen. Selv om materialene i vegoverbygningen er litt telefarlige, vil dette sjelden medføre de store telehivsproblemene, men vil kunne være kritisk for bæreevnen i teleløsningen.



Figur 9.19 Eksempel på telehiv (Foto: NN)

Dersom materialene i undergrunnen er homogene (av jevn sammensetning) og tilgangen på vann er lik, vil et eventuelt telehiv ikke medføre problem. Vegen vil løfte seg jevnt og dette vil ikke medføre redusert kjørekomfort.

Det er altså de *ujevne telehivene* som skaper problem, og ikke nødvendigvis selve telehivet. Ujevne telehiv finner vi ofte i overganger mellom skjæring og fylling, i overganger mellom fjell og jord, mellom fjell/jord og myr og der tilgangen på vann i undergrunnen varierer. Dette er illustrert i figur 9.20.



Figur 9.20 Ujevnt telehiv i overgangen mellom fylling og skjæring (Ill.: Geir Berntsen)

Ujevne telehiv reduserer kjørekomforten og medfører klager fra trafikanter og media, og gir vegholder unødvendig ekstra kostnader i vedlikeholdet.

Variasjoner i vegoverbygningsmaterialene kan gi ujevne telehiv dersom disse variasjonene medfører at frosten trenger ulikt ned i undergrunnsmaterialene. Bl.a. har mengde vann i overbygningen stor betydning for frostmotstanden; dvs. hvor stor frostmengde som er nødvendig før frysing av undergrunnen starter. Vann binder seg til overflaten av

mineralkornene og et materiale med høyt finstoffinnhold vil ha betydelig høyere samlet overflate enn et grovkornet materiale.

Oppstår det separasjon ved utlegging av et forsterkningslag; dvs. ulike partier med hhv mye stein (steinreir) og mye finstoff, vil dette kunne gi ujevne telehiv som merkes på vegoverflaten, gjerne som mindre ujevnheter.

Stor stein i forsterkningslaget slik som vist i figur 9.21 vil kunne gi telehiv. Dette fordi telehivet bl.a. er en funksjon av frostmengden og denne blir større under steinen. Stein inneholder ikke fuktighet og har derfor liten forstmotstand. Samtidig er varmeledningsevnen for en enkelt stein mye større enn omkringliggende materiale som består av mindre steinkorn, luftporer og vann. Dette betyr at undergrunns materialet like under steinen får god tilgang på frost, og dersom forholdene ligger til rette vil telehivet løfte steinen mer enn omkringliggende veg.



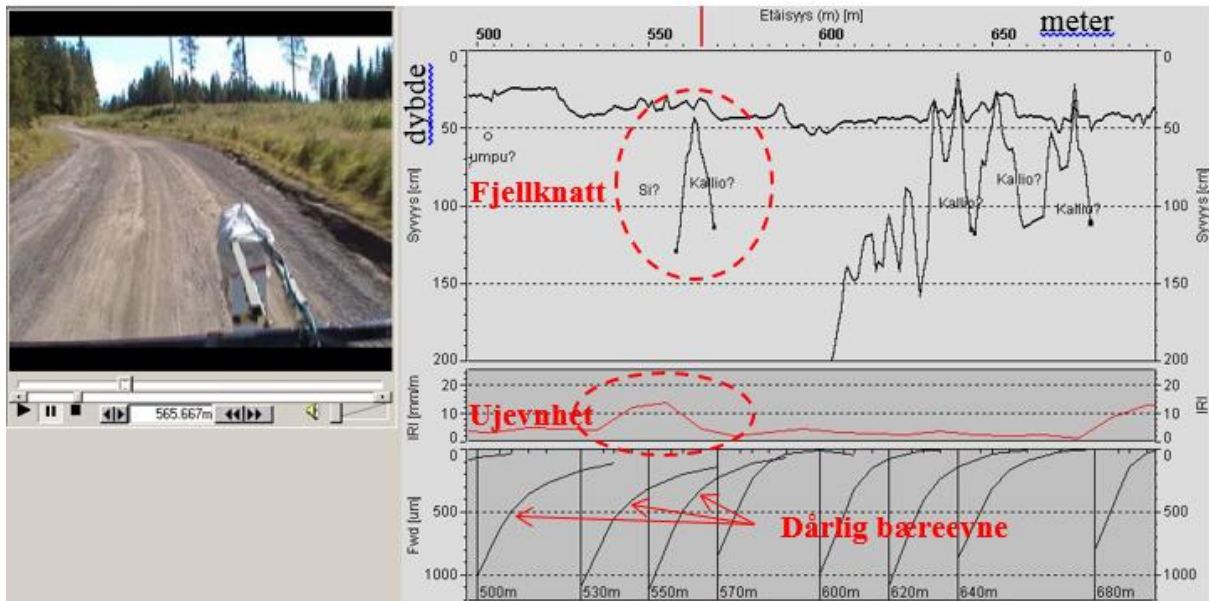
*Figur 9.21 Inhomogenitet i forsterkningslag som har medført telehivsproblem (Foto: Statens vegvesen)*

Der rennende vann har vært med å danne materialene i undergrunnen blir grunnforholdene ofte svært varierende, mens sedimentasjon i stillestående vann vil gi jevnere grunnforhold. Dersom det eksempelvis har gått en elv gjennom et flatt område med leire/silt dannes ofte såkalte meandersvinger. I disse avsettes sand og grus i perioder med høy vannføring. Typisk for slike områder er at elven flytter på seg og meandersvingene blir tørrlagt. Slike variasjoner i grunnforholdene vil medføre store og ujevne telehiv.

Dersom tilgangen på vann varierer vil telehivene også bli ujevne. Det er kun vann som trekkes opp fra undersiden som kapillært vann som gir telehiv, men hvor mye vann som kan trekkes opp er bl.a. avhengig av avstanden til grunnvannsspeilet (og selvfølgelig avhengig av materialtypen). Vann kan også strømme inn fra skrånende terreng og medføre at grunnvannsspeilet lokalt blir hevet (iskjøving).

Som tidligere nevnt (kapittel 9.1.3) kan oppstikkende fjellknatter etc. gi varierende grunnvannstand. Også lokale grunnforhold vil kunne gi høye lokale grunnvannsnivå, f.eks. vil leirpartier kunne blokkere for strømming av vann.

Figur 9.22 viser et eksempel fra Finland hvor en fjellknatt volder besvær. Fjellknatten medfører ujevnheter (økt IRI-verdi) og bæreevne målingene med fallodd viser større deformasjoner i dette området. Store deformasjoner tyder på dårlig bæreevne.

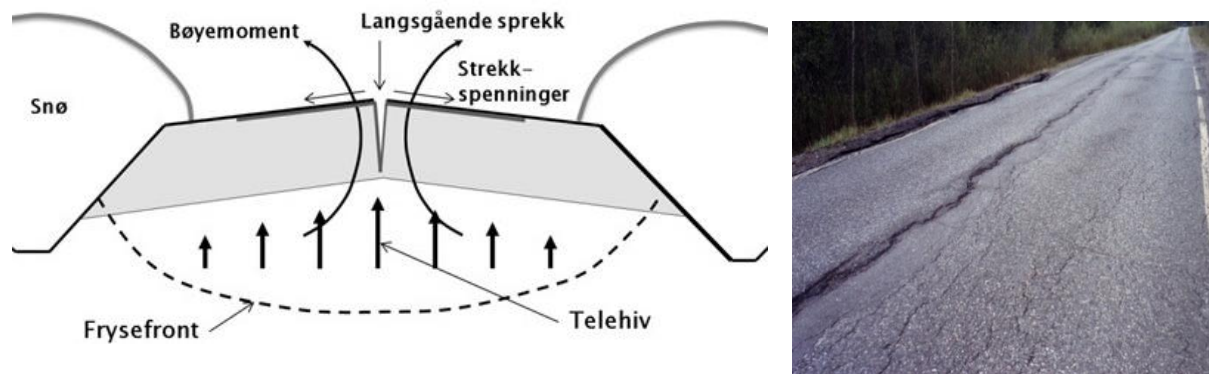


Figur 9.22 Fjelloverflate registrert med georadar (Bilde: Timo Saarenketo)

### 9.3.2 Telesprekker

Telehiv er et problem i kalde områder, og der faller det også snø. Snøen blir brøytet vekk fra kjørebanelen og deponert i grøfter ved siden av vegen. Snø er en god isolator og gjør at frosten ikke trenger like dypt ned under vegskulderen som midt i kjørebanelen.

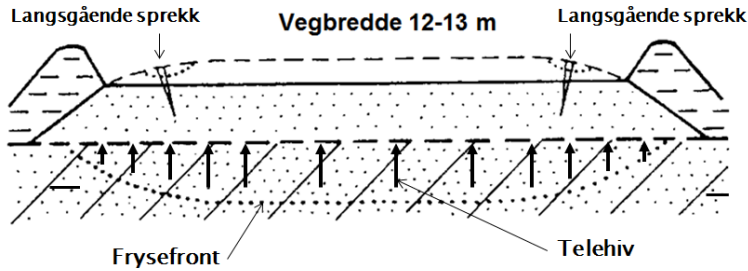
Telehivet er i hovedsak en funksjon av frostmengden og vil derfor bli størst midt i vegen. Dette medfører at vi får et moment i det frosne laget med påfølgende strekkspenninger. Overskrider strekkspenningene strekkstyrken for det frosne laget vil det oppstå en langsgående sprekk slik som vist i figur 9.23.



Figur 9.23 Telehiv i forbindelse med dannelse av telesprekker (Ill. og foto: Geir Berntsen)

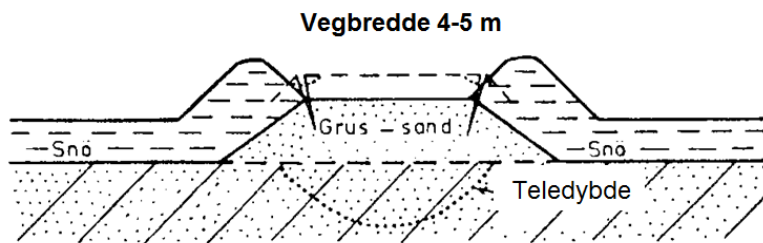
Telesprekker skyldes alltid telebevegelser i undergrunnsmaterialene. Ved homogene forhold vil denne sprekken komme midt i vegbanen dersom vegen har en bredde på 6-9 m. Er vegen bredere vil det kunne oppstå en telesprekk på hver side av vegen, se figur 9.24.

I praksis vil dette imidlertid være et sjeldent problem. Veger med denne bredden har som regel høy trafikk og er dermed dimensjonert og bygget med frostsikring.



Figur 9.24 Telesprekker på brede veger (Ill.: Geir Berntsen)

Hvis vegen er smal vil også telesprekker kunne oppstå i skulderkantene, se figur 9.25. Størrelsen på bøyemomentet og dermed strekkspenningene som oppstår, er avhengig av vekten av det materialet telen skal løfte. Er vegen smal vil vekten av materialet inn til vegmidten bli for liten, og sprekkene kommer i vegskuldrene.



Figur 9.25 Telesprekker på smale veger (Ill.: Geir Berntsen)

Dersom grunnforholdene ikke er homogene mht. telefarlighet og vanntilgang, vil de langsgående telesprekkene kunne forskyve seg i forhold til midtlinjen, se figur 9.26. Dette forekommer ofte i sidehellende terrenng hvor grunnvannsnivået varierer.

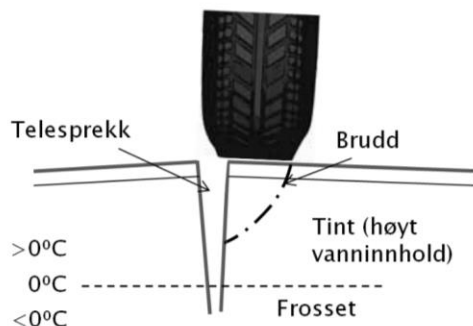


Figur 9.26 Telesprekk utenfor midtlinjen (Foto: Statens vegvesen)

Telesprekkes størrelse varierer sterkt ut fra stedlige forhold, og størrelsen varierer også over året. De er størst i starten av teleløsningen, men går sjelden helt tilbake etter opptining. Det skjer en omlagring av massene omkring sprekkene, og sand og grus fra sprekkesidene løsner og faller videre ned i sprekkene. Sprekken vil dermed aldri gå helt tilbake, men være «levende» ved at den neste vinter åpner seg igjen.

Et asfaltdekke skal fungere som et tak over vegkonstruksjonen og forhindre vanninntrenging. Telesprekkene gjør at asfaltdekkene mister denne funksjonen, og de gjør også at bæreevnen for underliggende materialer reduseres betraktelig. Telesprekkene er i seg selv en del av forringelsen av et vegdekke, men de bidrar altså til at nedbrytningsprosessen akselerer.

Når en tung hjullast belaster kanten av en sprekk, vil konsekvensen bli at kanten «knekker» og sprekkene utvider seg, jfr. figur 9.27. Sprekken blir i enda større grad permanent og større deler av vegen ødelegges. Dette skjer gjerne på det tidspunktet når øverste delen av vegkonstruksjonen er tint, og da er også bæreevnen for underliggende materialer på sitt laveste.



Figur 9.27 Belastning ved siden av en telesprekk (Ill.: Geir Berntsen)

### 9.3.3 Redusert bæreevne i teleløsningen

Telehiv og telesprekker har stor betydning for nedbrytning av veger i kalde strøk, og særlig på det lavtrafikkerte vegnettet. Den nedbrytningen som skjer som følge av redusert bæreevne i teleløsningen er imidlertid langt mer alvorlig, og ifølge undersøkelser gjort i prosjektet ROADEX /8/ skjer hoveddelen av nedbrytningen for lavtrafikkvegnettet på Nordkalotten i denne perioden.

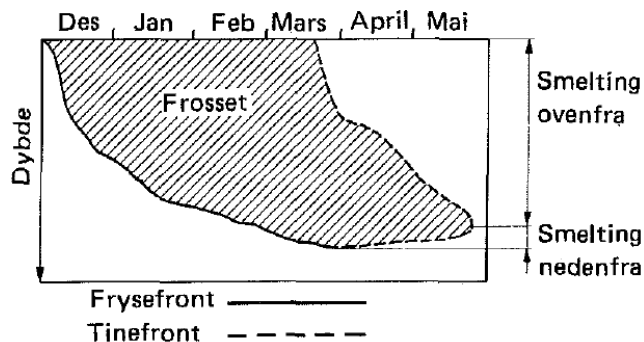
Som beskrevet i kapittel 10 har vanninnholdet i granulære materialer stor betydning for bæreevnen. Telehiv og telesprekker skyldes at ekstra vann trekkes opp til frysefronten, og under tining om våren medfører dette et stort overskudd av vann.

Bæreevnen for en veg varierer over året og er i hovedsak avhengig av vanninnholdet i ubundne materialer i overbygningen og undergrunnen, men temperaturen har også stor betydning. Temperaturen påvirker asfaltmaterialenes stivhet og dermed lastfordelende evne. Når frosten går ned i en veg og vannet fryser, vil vegen få meget høy bæreevne. Hvordan bæreevnen kan variere over året med ulike materialer i undergrunnen er nærmere omtalt og illustrert i kapittel 4.1/figur 4.11.

Frem til 1995 hadde store deler av det norske vegnettet begrensninger i tillatt aksellast i teleløsningsperioden. I 1994 hadde ca. 53 % av riksvegnettet og ca. 80 % av fylkesvegnettet restriksjoner på tillatt aksellast. /7/

Tillatt aksellast ble som oftest redusert med 2-4 tonn ut fra vurderinger om vegens beskaffenhet. I dag kan aksellastretriksjoner fortsatt benyttes om situasjonen tilsier det. Det er spesielt på det kommunale vegnettet at det i dag benyttes aksellastretriksjoner. Sverige og Finland anvender fortsatt aksellastretriksjoner i teleløsningen særlig på lavtrafikkvegnettet. /8/

Tiningen om våren skjer både nedenfra og ovenfra, et normalt forløp er vist i figur 9.28. Tinehastigheten ovenfra bestemmes av lufttemperatur og solstråling, mens tiningen nedenfra bestemmes årsmiddeltemperaturen.



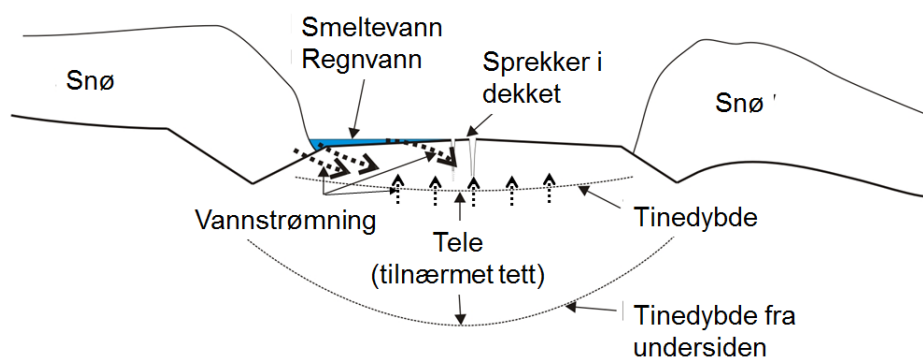
Figur 9.28 Normalt forløp av fryse- og tinefront som funksjon av tiden /2/

Det frosne laget er tilnærmet impermeabelt, dvs. at smeltevann som frigjøres ved tining ovenfra, ikke kan strømme gjennom laget. Vannoverskuddet kan bli så stort at dette strømmer til overflaten og danner vandammer på asfalten. De tinte materialene vil dermed være fullstendig vannmettet og bæreevnen vil være på det mest kritiske/lave. Figur 9.29 viser denne situasjonen.



Figur 9.29 Overskuddsvann (Foto: Geir Berntsen)

I tillegg vil også smeltevann og vann fra nedbør infiltrere det tinte laget gjennom vegskulder og sprekker i asfaltdekket. Dette vannet blir stengt inne mellom vegdekket og laget som fortsatt er frosset dersom det ikke gjøres tiltak for å bli kvitt vannet, se figur 9.30.



Figur 9.30 Tineprosessen (Ill.: Geir Berntsen)

### 9.3.4 Grusveger

I teleløsningen kan enkelte grusveger gå fullstendig i oppløsning og bli tilnærmet ufremkommelige. Veger med telefarlige materialer i bære- og forsterkningslag er spesielt utsatt. Når disse blir vannmettet og belastet med tunge hjullaster kan situasjonen bli slik som vist i figur 9.31. For veger som dette må/bør det vurderes å innføre aksellastrestriksjoner.



Figur 9.31 Teleløsning på grusveg (Foto: Kjell Robertsen)

Skogsbilvegnettet i Norge er ganske stort og består hovedsakelig av grusveger med svak vegoverbygning sammenlignet med grusveger på det offentlige vegnettet. Det er vanlig at disse vegene stenges med bom i teleløsningen for å unngå at disse ødelegges slik som vist på bildet.

## 9.4 Frostsikring

### 9.4.1 Krav til frostsikring

Frostsikring er tiltak som gjøres for å unngå eller redusere de ulemper frysing og tining medfører i en veg. Omfanget av frostsikring vil variere etter trafikkmengde/-belastning og viktighet av den aktuelle vegstrekningen.

Hovedregelen er at vegoverbygningen skal frostsikres når grunnen består av løsmasser i telefarlighetsklasse T3 eller T4. Som figur 9.32 viser, så er kravene til frostsikring differensiert ut fra ÅDT og antall kjørefelt. Figuren viser også at det går en grense for hvor tykk vegoverbygningen skal være; enten 2,4 m for veger med ÅDT > 8000 eller 1,8 m for veger med lavere trafikkmengde.

ÅDT	Ant. kjørefelt	Telefarlighetsklasse	Frostsikring	
			Dim. frostmengde	Maks <sup>1)</sup> tykkelse overbygning
> 8000	4 eller flere	T3, T4	F <sub>100</sub>	2,4 m
> 8000	< 4	T3, T4	F <sub>10</sub>	2,4 m
1501 - 8 000		T3, T4	F <sub>10</sub>	1,8 m
≤ 1500		T3, T4	Tiltak for å unngå ujevnt telehiv skal vurderes <sup>2)</sup>	1,8 m

1) Begrepet «maks» betyr i denne sammenheng at den angitte tykkelse normalt er tilstrekkelig til å unngå uakseptable telehiv selv om frostdybden er større.

2) Tiltak for å unngå ujevnt telehiv skal baseres på frostmengden F10.

Figur 9.32 Krav til frostsikring /1/

Veger med årsdøgntrafikk >1500 skal frostsikres for 10 og 100-årsfrosten; dvs. det skal benyttes frostsikringslag til den frostdybden som opptrer en gang hvert 10. eller 100. år. Om det skal være 10 eller 100 års gjentakintervall er avhengig av trafikkmengden og antall kjørefelt.

Tiltak er kun nødvendig dersom undergrunnen består av materialer i telefarlighetsklasse T3 og/eller T4.

For veger med ÅDT > 8000 er det ikke nødvendig med tykkere overbygningen enn maksimalt 2,4 m. For ÅDT 1501-8000 er maksimal overbygning 1,8 m.

På en stor del av det sekundære vegnett (fylkesveger og kommunale veier) er årsdøgntrafikken mindre enn 1500, og her skal strekninger hvor det forventes telehivsproblemer vurderes spesielt. Telehiv må aksepteres på disse vegene, men de største telehivene må elimineres eller reduseres. Overgangen mellom områder med ulike telehiv må utjevnes, og dette gjøres med bl.a. utkilinger, homogenisering av undergrunnen og med drenering.

#### 9.4.2 Frostsikringstiltak

Som tidligere nevnt er telehiv, telesprekker og redusert bæreevne hovedproblemene når en veg fryser, og for at disse skal oppstå må frost, telefarlige materialer og vann være til stede.

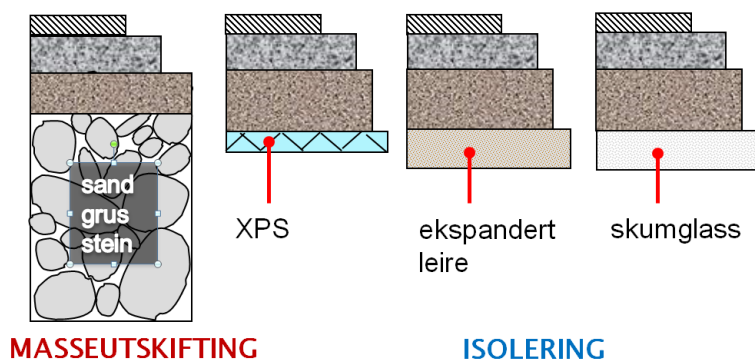
Fjernes en av disse vil det heller ikke oppstå problemer. Og ved å redusere en av disse vil vi også redusere problemene, selv om vi nødvendigvis ikke blir kvitt dem helt.

Av frostsikringstiltak er følgende de mest vanlige metodene:

- Masseutskifting - telefarlig materialer erstattes med ikke-telefarlig materialer
- Isolering med:
  - Lettklinker
  - Skumglass
  - Ekstrudert polystyren XPS

Dreneringstiltak kan også være et selvstendig frostsikringstiltak, men i forbindelse med alle tiltak som gjennomføres skal dreneringen uansett fungere som forutsatt.





Figur 9.33 Vanlige frostsikringsmaterialer (Ill.: Geir Berntsen)

Noen andre metoder kan også være aktuelle, så som

- Homogenisering
- Frostakkumulerende tiltak

### **Sand, grus og stein**

Erstattes de telefarlige materialene i frostsone med telefrie materialer (T1) vil ikke vann trekkes til frysefronten. Hvor dypt frosten går for en gitt frostmengde, vil være avhengig av typen materialer i frostsone.

Når et jordlag fryser vil varme ledes bort fra jordlaget. Denne varmen er bl.a. egenvarme i jordlaget når temperaturen reduseres, og varme som frigjøres når vann fryser. Mengden varme som frigjøres når vann fryser til is er betydelig større enn den varmen som frigjøres når jordartsmaterialene kjøles ned. Mengden vann vil derfor være svært viktig for hvor stor frostmengde som kreves for at laget fryser.

Dersom utskiftingsmaterialene består av pukkmaterialer uten finstoff vil vanninnholdet være svært lavt. Det kreves dermed lite frost for å fryse ut laget, og frosten vil raskt gå ned i underliggende lag. På grunn av langt større samlet overflate vil finkornige materialer binde større mengder vann enn grove materialer. Det kan derfor være fordelaktig å bruke frostsikringsmaterialer som er litt telefarlige (T2).

Dette vil kunne medføre islinsedannelser, men disse vil bli beskjedne. Bæreevnedsettelsen når overskuddsvannet tiner vil heller ikke være noe problem da forsterkningslaget blir dimensjonert med hensyn til denne bæreevnedsettelsen.

Knust fjell til frostsikringslag skal være fremstilt i en kontrollert produksjon. Materialer til frostsikringslag kan være litt telefarlig, det vil si at andelen materiale mindre enn 0,020 mm regnet av materialet mindre enn 22,4 mm kan overstige 3%, men må være mindre enn 12 %.

I frostsikringslag av kult kan materialer med største steinstørrelse (målt som største sidekant) lik halve lagtykkelsen benyttes, men denne skal ikke overstige 500 mm. Andelen materiale mindre enn 90 mm skal minst være 30 %. Andelen finstoff mindre enn 0,063 mm skal minst være 2 % og maksimalt 15 %, regnet i forhold til materialet mindre enn 22,4 mm.

Frostsikringslag av sand skal ha graderingstall  $C_u$  større enn 5.

Det stilles ikke krav til mekanisk styrke av steinmaterialer i frostsikringslaget. Dette skyldes av spenningsnivået så dypt nede i vegkonstruksjonen er såpass lavt at faren for nedknusing av svake bergarter anses å være svært liten.

Slik kravene til steinmaterialer i frostsikringslag er definert, legger de til rette for bruk av lokale materialer som ikke tilfredsstillter kvalitetskrav for bruk lengre opp i vegoverbygningen. På denne måten kan for eksempel skjæringsmasser i linja utnyttes på en god måte. Materialene bør likevel ha en slik styrke at de ikke knuses ned under anleggsfasen slik at de får høyere finstoffinnhold enn tillatt.



Figur 9.34 Masseutskifting (Foto: Bertelsen og Garpestad AS)

For riktig frostdimensjonering må det være bestemt hvilket frostsikringsmateriale som skal benyttes fordi vanninnholdet vil ha stor betydning for materialets frostmotstand.

Det er viktig at det utlagte frostsikringsmaterialet er homogent slik at variasjoner i frostmotstand og varmeledningsevne ikke medfører ujevn frostbelastningen for undergrunnen. Dette vil medføre ujevnheter på overflaten.

### **Isolering**

Isolering utføres for å redusere/bremse varmemstrømmen når en veg fryser. Enkelt sagt skal isolasjonsmaterialet sørge for at varmetapet for underliggende lag er minst mulig. Isolasjonsmaterialene har derfor lav varmeledningsevne (høy varmestromsmotstand).

I vegsammenheng benyttes i praksis følgende isolasjonsmaterialer:

- lettklinker
- skumglass
- ekstrudert polystyren, XPS

#### *Lettklinker*

Lettklinker fremstilles av finkornet, kalkfattig leire som brennes til sintring ved ca. 1200 °C. Brenningen foregår i rotérovner, og klinkeren kommer ut i form av runde korn som har en tett, sintret hinne rundt en meget porøs kjerne.

Kornstørrelsen varierer, og lettklinker blir gjerne fraksjonert i størrelsene 0–2, 2–4, 4–10, 10–20 og 0–32 mm. Romvekten i løs, tørr tilstand avhenger av korngraderingen og er 300–400 kg/m<sup>3</sup> for fraksjonen 0–32 mm.

Termisk konduktivitet for løst utlagt lettklinker er 0,11–0,15 W/mK, avhengig av fuktinnholdet i brukssituasjonen.

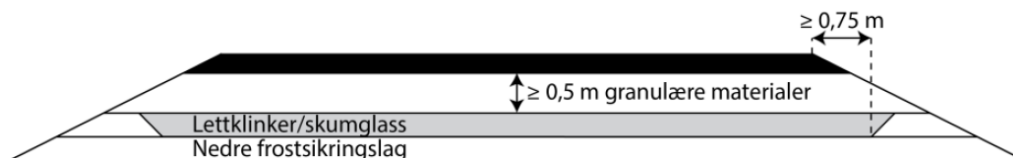
Lettklinker og produkter av lettklinkerbetong produseres i Norge med produktnavn LECA av Weber Leca Norge.



Figur 9.35 Lettklinker ([www.weber-norge.no](http://www.weber-norge.no))

Utleggingsmetoden bestemmer hvilken fraksjon som skal/kan benyttes. Ensgradert materiale kan blåses ut med spesialutstyr, ellers kan det brukes beltegående doser, gravemaskin eller veghøvel. Utstyret må ikke gi unødige nedknusning. Blåsing er den gunstigste metoden mht. nedknusning, samtidig som den gir materialet en viss forkomprimering.

Lettklinker er ustabil ved utlegging og må legges i trau eller mot oppbygde ramper slik som vist i figur 9.36. Sideveis avsluttes isoleringen 0,75 m utenfor skulderkanten.



Figur 9.36 Frostsikring med lettklinker /1/

Komprimering utføres etter at det er lagt ut min. 30 cm forsterkningslagsmateriale over lettklinkeren. Komprimeringen utføres som for forsterkningslag. Forsterkningslaget kan med fordel legges ut med doser. Hvis hjulgående utstyr benyttes, skal en påse at hjullastene ikke gir deformasjon i isolasjonslaget.

#### Skumglass

Skumglass produseres av resirkulert emballasjeglasse fra mat- og drikkevarer. Etter at glasset er sortert ut, knuses det ned til et fint pulver og en aktivator tilsettes for at glasset skal ekspandere. Deretter mates ferdig blandet tørrstoff på et band gjennom en lang tunnelovn, og ut i andre enden kommer skumglass i form av en plate som har ekspandert 5–6 ganger sin opprinnelige tykkelse i den varme ovnen.

Når glasset kommer ut av ovnen, brytes det ned i mindre biter i størrelse 10–60 mm, som følge av rask nedkjøling og varmespenninger.

Skumglass har en lav densitet og gode isolerende og drenerende egenskaper som egner seg meget godt for vanskelige grunnforhold. Det er enkelt å legge ut skumglass. Som lettfylling kan man legge lagtykkelser på opp til 1,0 m, men som isolasjonslag like under forsterkningslaget bør ikke lagtykkelsen være større enn 0,6 m.

Komprimering utføres direkte på skumglasset med beltegående utstyr med beltetrykk maksimalt 50 kN/m<sup>2</sup>. Overliggende forsterkningslag komprimeres på vanlig måte. Tykkelsen på laget over skumglasslaget skal være minimum 50 cm før det tillates anleggstrafikk forutsatt normal aksellast og dekktrykk.



Figur 9.37 Skumglass (Foto: Glasopor, Norsk Glassgjenvinning)

Varmeteknisk er lettklinker og skumglass likestilt ved frostdimensjonering etter Håndbok N200.

### *Polystyren*

Polystyren lages ut fra råolje. Produktet leveres som plater av ekspandert polystyren (EPS, «isopor») og ekstrudert polystyren (XPS). Bare XPS brukes som frostsikring i veg fordi fuktbestandigheten til EPS er for dårlig. Platene lages med ulike densiteter. De tyngre kvalitetene har som regel bedre trykkfasthet og holder bedre på isolasjonsegenskapene.

Ekspandert og ekstrudert polystyren produseres i ulike farger, ekspandert polystyren er alltid hvit mens ekstrudert polystyren er farget (ofte blå, lilla, rosa eller grønn, avhengig av produsenten).



Figur 9.38 XPS isolasjonsplater ([www2.basf.de](http://www2.basf.de))

Ekstrudert polystyren (XPS) produseres ved at smeltet polystyren tilsettes ekspansjonsgass (som HFC, CO<sub>2</sub> eller C<sub>5</sub>H<sub>12</sub>). Når polystyrenmassen ekstruderes gjennom en dyse, reduseres trykket og massen ekspanderer.

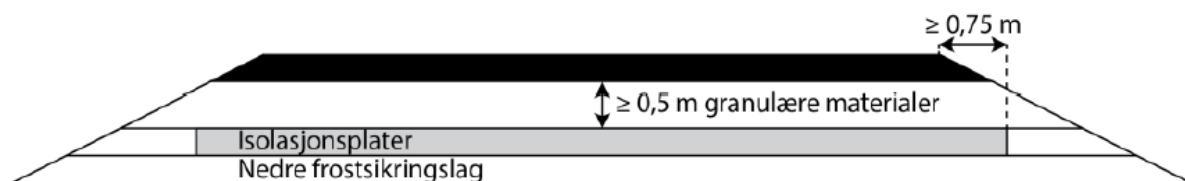
Materialet produseres i sammenhengende lengder som kuttes opp etter avkjøling. XPS har lukket porestruktur og gjerne en tynn plasthud på overflaten.

Isolasjonsplatene skal ha en korttids trykkfasthet på minst 500 kN/m<sup>2</sup>. I tunneler er dette kravet økt til 700 kN/m<sup>2</sup>.

Materialer i kontakt med isolasjonsplatene skal være velgraderte med øvre steinstørrelse lik 32 mm. Materialet over platene skal tilfredsstille kravet til Gk eller Fk; dvs. bærelag fremstilt av knust grus eller knust fjell, i henhold til Håndbok N200.

Tykkelsen på dette laget skal være minimum 0,5 m og hensikten er å redusere problemet med ising på vegoverflaten, jfr kapittel 9.6.

Utførelse av overbygning med bruk av isolasjonsplater er vist i figur 9.39.



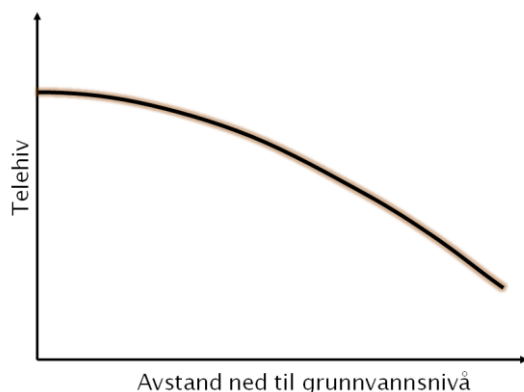
Figur 9.39 Frosssikring med isolasjonsplater /1/

### Drenering

Som nevnt er det kun vann under frysefronten som bidrar til dannelse av telehiv ved at kapillært vann suges opp til frysefronten og danner islinser.

En drenering vil medføre at grunnvannsnivået senkes slik at avstanden til frysefronten øker. Dette har en positiv effekt ved at telehivet reduseres, jfr. figur 9.40.

For alle frysehastigheter er tendensen at telehivshastigheten reduseres når grunnvannsnivået senkes.



Figur 9.40 Telehiv ved redusert grunnvannsnivå (Ill.: Geir Berntsen)

Vann som stenges inne under vegen på grunn av fjellknatter og spesielt tette lag i undergrunnen vil kunne gi svært høy grunnvannstand lokalt. Dette kan igjen medføre store og ujevne telehiv; se kapittel 9.3.1 og figur 9.41. Dette er et problem som vi ofte har på gamle veger.

Det er derfor viktig å sørge for sidegrøfter, enten dype åpne grøfter eller lukkede grøfter, som drenerer vekk vannet. Ofte vil det være nødvendig med grøftesprengning slik at fjellknatter ikke leder vann inn i vegen.

I sidehellende terreng vil også grunnvann kunne strømme inn under frysesonen og bidra til dannelse av islinser. En drenering som avskjærer denne vanntilgangen vil være et effektivt tiltak.



Figur 9.41 Oppdemmet vann som kan bidra til telehiv (Foto: Petter Bendheim)

### **Frostakkumulerende lag**

Frostmengden som skal til for å fryse ut et lag er svært avhengig av vanninnholdet, og dette kan utnyttes i frostsikringsammenheng. Eksempelvis vil et lag av pukk med tykkelse 0,5 m og vanninnhold 3 % fryse ved en frostmengde lik ca. 4500 h°C, mens for et 0,5 m tykt lag av bark med vanninnhold lik 65 % må frostmengden være ca. 16000 h°C.

Erstattes pukklaget med bark vil det altså kreves 11000-12000 h°C ekstra for at frosten skal gå ned i underliggende lag. Barklaget «fanger altså opp» frosten og akkumulerer den der til materialene tiner om våren.

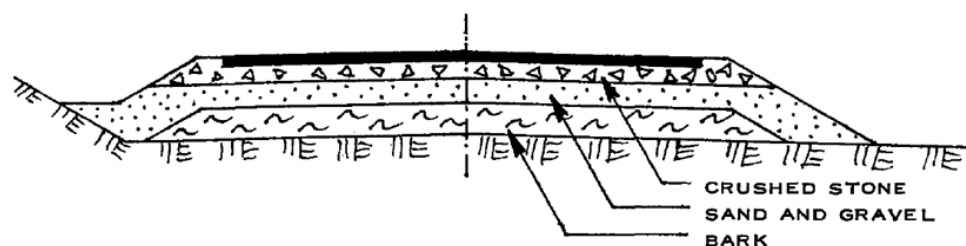


Figur 9.42 Strekning med frostakkumulerende lag av bark. E6 Kløfta, Akershus. (Foto: Statens vegvesen/ViaPhoto)

I forbindelse med frostsikring av jernbaner er torv i form av torvballer, bark og gamle tresviller benyttet som frostakkumulerende lag. Statens vegvesen utførte i begynnelsen av 1970-tallet mye forskning på bruk av bark i veg, med studier både i laboratorium og i felt. Bl.a. er bark benyttet for E6 i Akershus, se figur 9.42. Figur 9.43 viser typisk normalprofil med bruk av bark.

Bark er ikke problemfritt å bruke, særlig fordi det er fare for at brønner og vassdrag kan forurennes av vann som siver ut fra disse lagene.

I dag brukes ikke bark til frostsikring av veger i Norge, hovedsakelig pga. dårlig tilgang på slike materialer.

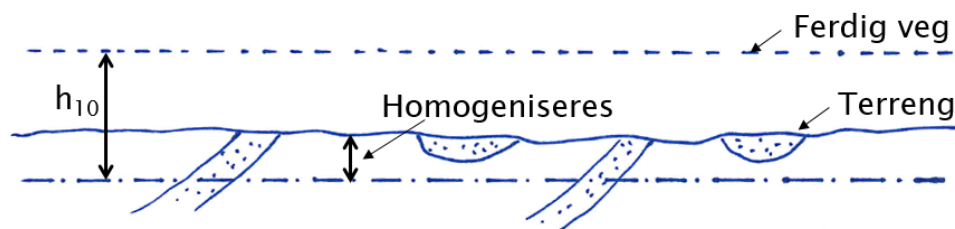


Figur 9.43 Normalprofil ved bruk av bark /9/

### Homogenisering

Det er de ujevne telehivene som reduserer kjørekomforten og som dermed er til størst ulempe for en vanlig vegbruker. Telehivene oppstår som regel i undergrunnen, og telehivene blir ujevne når grunnforholdene varierer.

Ved å blande sammen materialene i undergrunnen til en homogen masse, vil vi fortsatt kunne ha telehiv, men telehivet vil bli jevnt. Homogeniseringen gjøres til frostfri dybde slik som vist i figur 9.44.



Figur 9.44 Homogenisering av undergrunnen (Ill.: Geir Berntsen)

Telehivet er jevnt kun i vegens lengderetning. I tverrprofilet vil mengden frost fortsatt være størst midt i vegen og minst ved skulderkanten. Til tross for homogenisering vil man derfor fortsatt kunne få langsgående telesprekker, slik som beskrevet i kapittel 9.3.2.

### 9.4.3 Utførelse av frostsikring

Veger med ÅDT > 1500 skal frostsikres ut fra dimensjonerende frostmengde  $F_{10}$  eller  $F_{100}$  når det er T3- eller T4-materialer i undergrunnen, men ikke til større frostdybder enn 1,8 eller 2,4 m, avhengig av trafikkmengde.

Om det skal benyttes frostsikring med granulære materialer eller isolasjon er ofte et kostnadsspørsmål. Det må også tas hensyn til at stor gravedybde ved bruk av frostsikring med granulære materialer kan medføre uønsket senkning av grunnvannstanden. Dette kan igjen ha betydning for omkringliggende områder (setninger, brønner etc.)

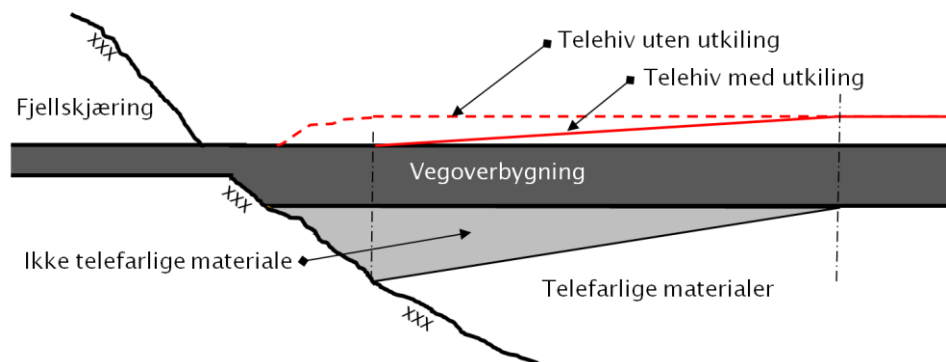
Ved bruk av granulære frostsikringsmaterialer er det ønskelig at disse inneholder en viss mengde vann fordi dette øker frostmotstanden. Samtidig må drensledninger ligge frostfritt for å fungere i kritiske perioder. Dreneringen utføres derfor ulikt om det benyttes åpen eller lukket drenering, jfr. kapittel 10.

Ca. 2000 km riksveger og 35000 km fylkesveger i Norge har ÅDT < 1500, dvs. hvor det aksepteres telehiv, men ikke at de er så ujevne at de reduserer kjørekomforten vesentlig. Tiltak for å redusere disse problemene skal derfor vurderes. Veger med ÅDT > 1500 skal frostsikres, og der vil det derfor ikke være behov for utkilinger.

Ujevne telehiv oppstår som regel der undergrunnens telefarlighetsegenskaper og tilgang på vann varierer. Dette kan være overgang mellom skjæring i telefarlige jordarter og skjæring i fjell, mellom fylling og skjæring, i forbindelse med stikkrenner som er fundamentert frostfritt osv. (jfr. kapittel 9.3.1).

### **Utkilinger**

Virkingen av et ujevnt telehiv kan reduseres ved bruk av utkiling som vist i figur 9.45. Utkilingen kan gjøres ved bruk av isolasjons- eller frostsikringsmaterialer. Hensikten er å gradvis øke frosttilgangen til den telefarlige undergrunnen. Telehivet er i hovedsak en funksjon av frostmengden som går ned i undergrunnen.

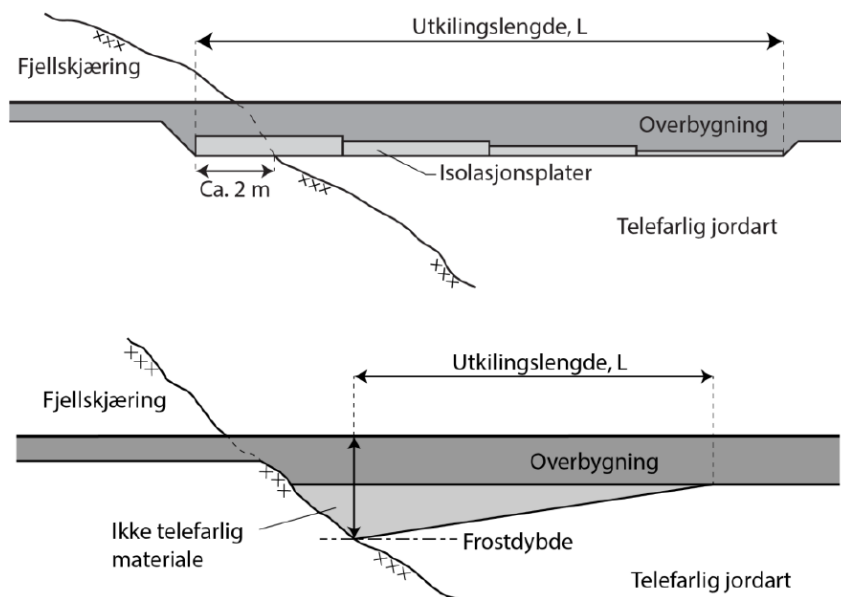


Figur 9.45 Telehiv med og uten utkiling (Ill.: Geir Berntsen)

Håndbok N200 viser hvordan utkilingen kan utføres ved bruk av isolasjon eller frostsikringsmaterialer; se figur 9.46.

I overgangen mellom det ikke telefarlige og det telefarlige materialet skal telehivet være null, og her skal isolasjonstykkelsen/frostsikringslaget ha sin maksimale tykkelse. Som dimensjonerende frostmengde brukes  $F_{10}$  og tykkelsen på isolasjonslaget eller frostsikringsmaterialer bestemmes som beskrevet i kapittel 9.5.





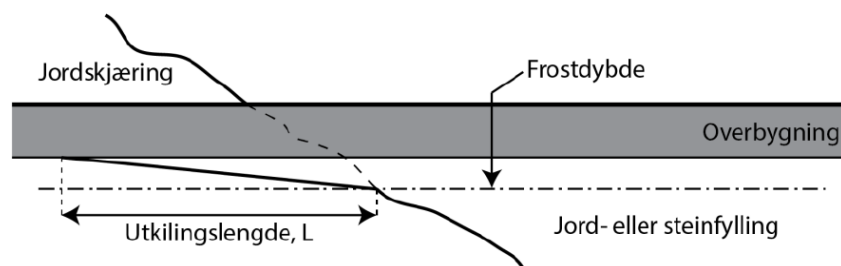
Figur 9.46 Utkiling ved overgang fjellskjæring/telearlig grunn eller underbygning /1/

For å ivareta kjørekomforten skal utkilingens lengde økes med økende tillatt hastighet. Lengden beregnes ut fra den maksimalt tillatte helningen på utkilingen, gitt i tabell 9.47.

Skiltet hastighet, km/t	Helning på utkilingen, maks
≤ 50 og g/s – vegger	1:10
60	1:15
80	1:25
100	1:30

Figur 9.47 Krav til helning på utkiling /1/

I figur 9.48 er det vist hvordan en utkiling kan gjøres i en jordskjæring inn mot en fylling. Fyllingen vil ofte ha masser som ikke er veldig telefarlige (pga. bearbeidbarhet) og tilgangen på vann er mindre enn i en skjæring. Potensialet for telehiv er dermed mindre i fyllingen enn i skjæringen.



Figur 9.48 Utkiling i jordskjæring /1/

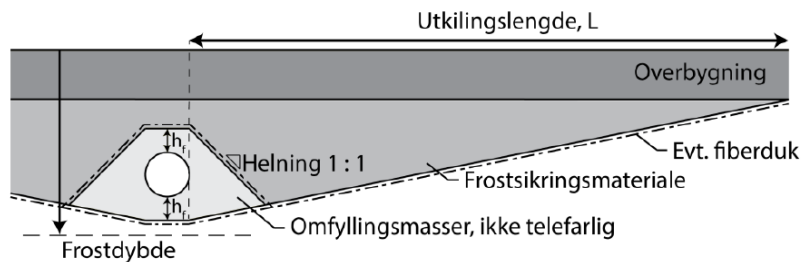
#### 9.4.4 Frostsikring av stikkrenner

I gjennomsnitt finnes det en stikkrenne for hver 100-150 m veg. Stikkrennene fundamenteres normalt frostfritt slik at de ikke skades av telebevegelser. Dette er spesielt viktig når betongrør benyttes.

Dersom det er telebevegelser i resten av vegen vil imidlertid ei stikkrenne som er fundamentert frostfritt gjøre at det oppstår en ujevnhet (dump i vegen) over stikkrenna.

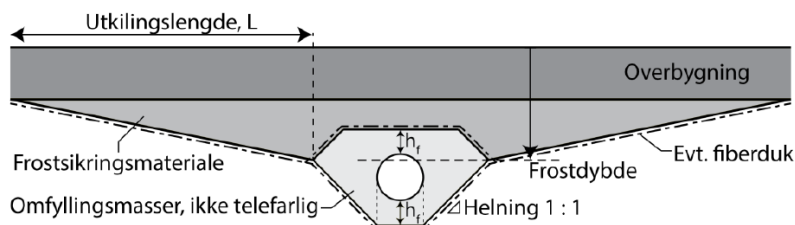
Det er derfor krav om at det skal benyttes utkilinger for stikkrenner som ligger i frostsone.

Utkiling for stikkrenner er vist i figurene 9.49-9.51. Figur 9.49 viser hvordan utkilingen utføres når stikkrenna i sin helhet ligger over frostdybden.

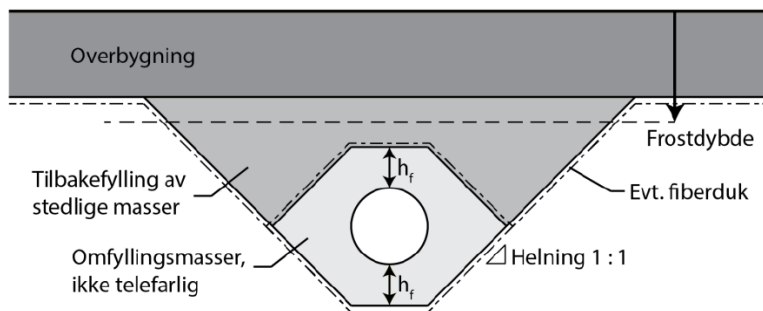


Figur 9.49 Utkiling rundt stikkrenne beliggende over største frostdybde /1/

Figur 9.50 viser utkilingen når stikkrenna ligger i beregnet frysedybde, mens figur 9.51 viser at det ikke er behov for utkiling når stikkrenna ligger under frostdybden.



Figur 9.50 Utkiling rundt stikkrenner beliggende i frostsone /1/



Figur 9.51 Utkiling rundt stikkrenner beliggende under frostsone /1/

Frosten vil trenge inn i stikkrennerøret og vil medføre at materialene i en tykkelse  $h_f$  fryser. Disse materialene må være ikke telefarlige slik at det ikke dannes telekrefter som skader rørene. Det er kun stikkrenner og kulverter med diameter  $> 0,6$  m hvor det er behov for å ta hensyn til frostinntrengningen.

Tykkelsen på frostsikringslaget  $h_f$  beregnes ut fra figur 9.52 hvor  $h_{10}$  er frostdybden (for materialer tilsvarende de som brukes til omfylling av røret) ved frostmengde  $F_{10}$ .

Kulvertdiameter , d (m)	Tykkelse på frostsikringen, h <sub>f</sub> (m)
0,6 < d ≤ 1,0 d > 1,0	0,3 x d x h <sub>10</sub> <sup>1)</sup> (0,3 + 0,1 x d) x h <sub>10</sub> <sup>1)</sup>

1) h<sub>10</sub> og d innsettes med tallverdien i meter (m)

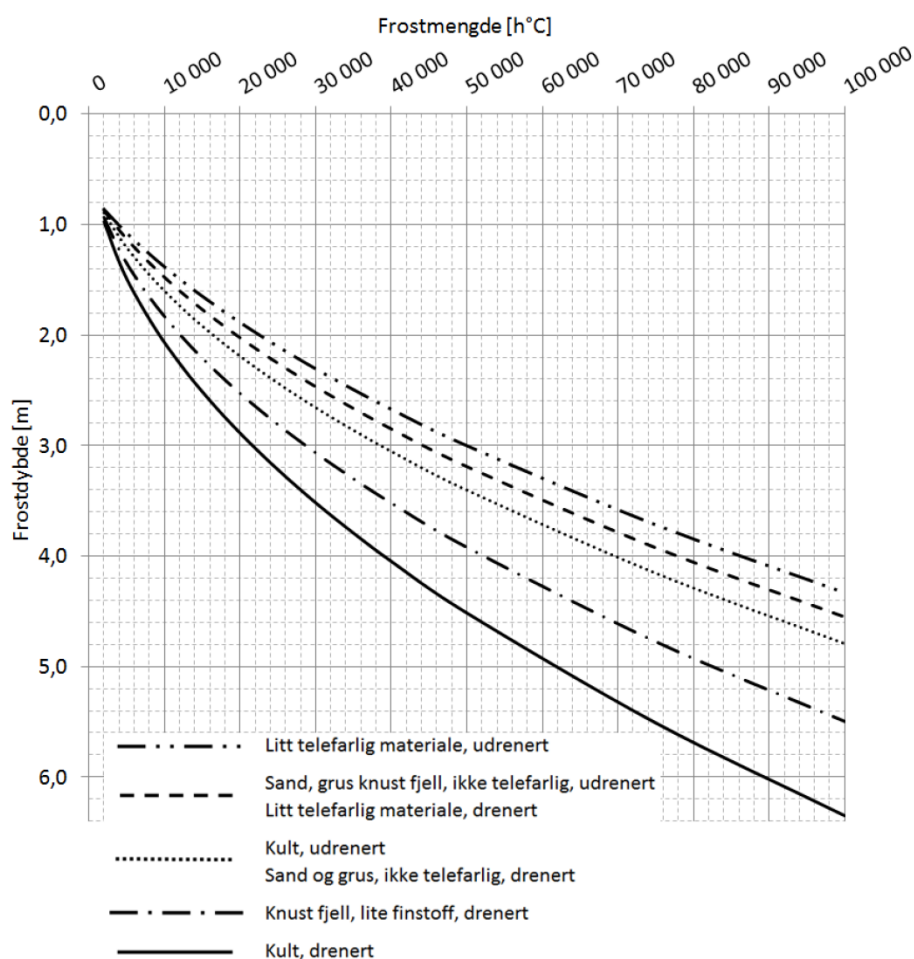
Figur 9.52 Nødvendig tykkelse på frostsikring, h<sub>f</sub>, for stikkrenner/kulverter /1/

## 9.5 Frostteknisk dimensjonering

### 9.5.1 Frostsikring med sand, grus, stein

Frostdybden er avhengig av fuktinnholdet i frostsikringsmaterialene, og dette varierer bl.a. med korngraderingen. Diagrammet i figur 9.53 viser frostdybder ut fra dimensjonerende frostmengde for ulike frostsikringsmaterialer.

Jordvarmen har også betydning for frostdybden, og denne er igjen avhengig av årsmiddeltemperaturen. Figur 9.53 gjelder for årsmiddeltemperatur lik 4 °C, frostdybden for steder med andre årsmiddeltemperaturer bestemmes ved å bruke korreksjonsfaktorene angitt i figur 9.54.



Figur 9.53 Frostdybde ved frostsikring med knust fjell, sand eller grus, årsmiddeltemperatur 4 °C /1/

Frostsikringslag	Antatt vanninnhold i frostsikringslag	Årsmiddeltemperatur °C					
		-2	0	2	4	6	8
Kult, drenert	1,0 %	-	1,66	1,21	1,00	0,87	0,79
Knust fjell, lite finstoff, drenert	2,0 %	1,92	1,40	1,15	1,00	0,90	0,82
Kult, udrenert	4,0 %	1,43	1,23	1,10	1,00	0,92	0,86
Sand, grus, knust fjell, ikke telefarlig, drenert							
Sand, grus, knust fjell, ikke telefarlig, udrenert	6,0 %	1,29	1,17	1,08	1,00	0,94	0,89
Litt telefarlig materiale, drenert							
Litt telefarlig materiale, udrenert	8,0 %	1,22	1,13	1,06	1,00	0,95	0,90

Figur 9.54 Korreksjon av frostdybde ved frostsikring med knust fjell, sand eller grus dersom årsmiddeltemperatur avviker fra 4 °C /1/

Eksempel:

Dimensjonerende frostmengde  $F_{10} = 20000 \text{ h } ^\circ\text{C}$

Årsmiddeltemperatur 2 °C

Frostsikringsmateriale; litt telefarlig (T2), drenert

Figur 9.53 gir frostdybde 2,0 m. Ut fra figur 9.54 fås en korreksjonsfaktor på 1,08.

⇒ Frostdybden er  $2,0 \text{ m} * 1,08 = \underline{2,16 \text{ m}}$

### 9.5.2 Frostsikring med lettklinker eller skumglass

Hensikten med et isolasjonslag er å øke varmemotstanden. Mesteparten av varmemotstanden er latent varme som frigjøres når vann fryser til is. Skal isolasjonslaget ha noen hensikt må frosten gå gjennom isolasjonslaget, og det er derfor nødvendig å sikre at det ikke oppstår islinsedannelser der.

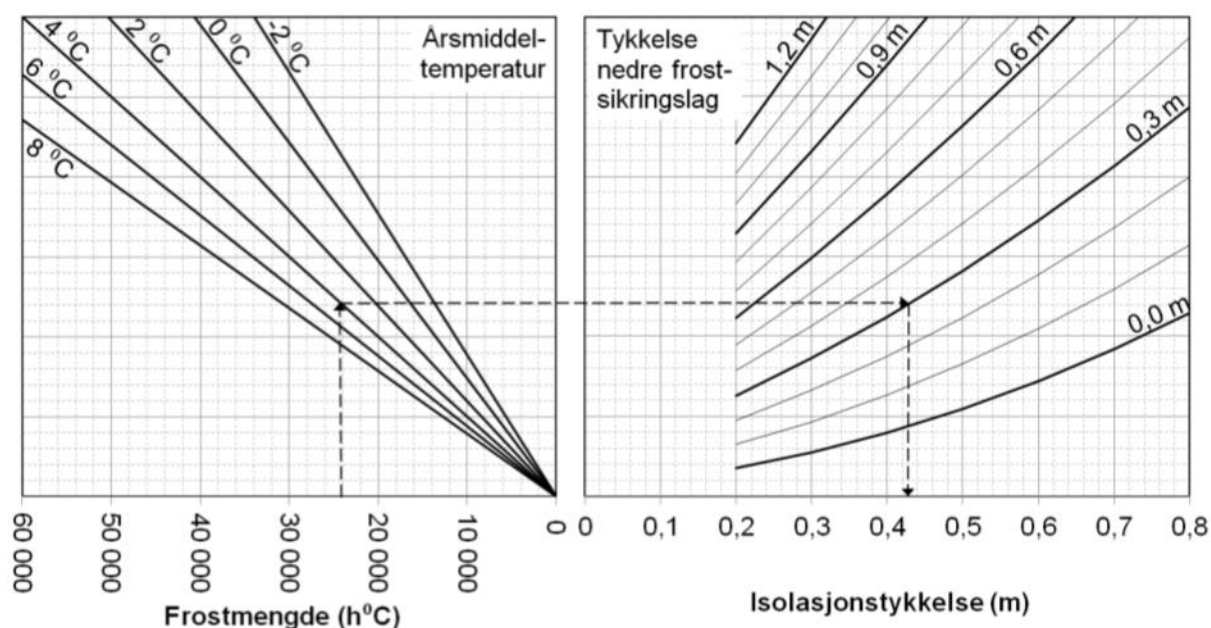
Frostsikringslaget under isolasjonslaget kalles nedre frostsikringslag og tykkelsen på dette laget skal være minimum 30 cm.

Minstetykkelsen på isolasjonslaget av lettklinker eller skumglass skal være 20 cm i henhold til Håndbok N200. Det granulære laget over isolasjonslaget skal være minimum 50 cm tykt for å redusere risiko for differensiell ising på vegoverflaten, jfr. kapittel 9.6.

Skumglass og lettklinker er antatt å være likeverdige materialer mht. frostsikringsegenskaper. Figur 9.55 kan benyttes til å bestemme nødvendig lagtykkelse for isolasjonslaget, og for nedre frostsikringslag ut fra dimensjonerende frostmengde.

Diagrammet brukes slik:

1. Bestem først dimensjonerende frostmengde.
2. Merk av dimensjonerende frostmengde på x-aksen i venstre diagram og trekk en vertikal linje opp til den skrå linjen som representerer årsmiddeltemperaturen på stedet (interpoler for mellomliggende verdier).
3. Trekk en horisontal linje fra krysningspunktet for dimensjonerende frostmengde og årsmiddeltemperatur bort til linjen for ønsket tykkelse på nedre frostsikringslag.
4. Fra dette punktet trekkes en vertikal linje ned til x-aksen i høyre diagram som angir tykkelsen på skumglass- eller lettklinkerlaget.



Figur 9.55 Frostmessig dimensjonering med lettklinker eller skumglass /1/

Eksempel:

Dimensjonerende frostmengde  $F_{10} = 24000 \text{ h } ^\circ\text{C}$

Årsmiddeltemperatur  $4 \text{ } ^\circ\text{C}$

Tykkelse for nedre frostsikringslag 30 cm

$\Rightarrow$  Figur 9.55 gir nødvendig isolasjonstykkelse = 43 cm

Dersom vi ønsker å bruke kun 30 cm isolasjonstykkelse må tykkelsen for nedre frostsikringslag økes. Denne tykkelsen bestemmes ved å trekke en vertikal linje i høyre diagram oppover fra isolasjonstykkelse 30 cm. Krysningspunktet for denne linjen og den horisontale linja bestemt i pkt. 3 foran gir tykkelsen på nedre frostsikringslag. I dette tilfellet vil tykkelsen bli ca. 47 cm.

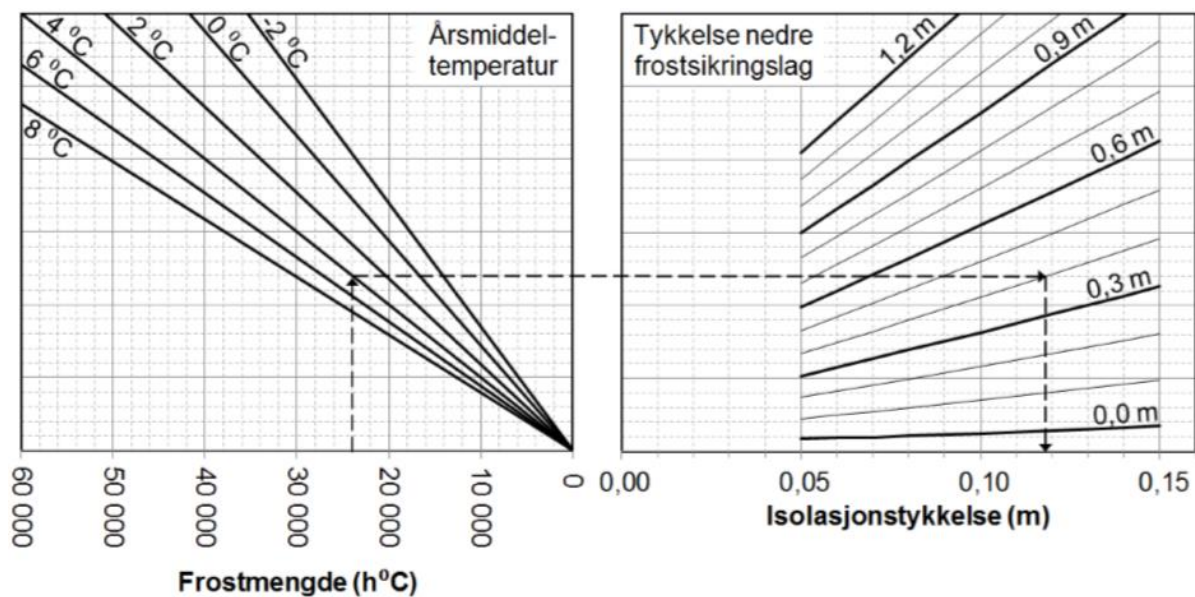
### 9.5.3 Frostsikring med ekstrudert polystyren (XPS)

Tykkelsen på XPS skal ligge mellom 5 og 15 cm. Den nedre grensen skyldes at tynnere plater lettere tar opp fukt, og de vil da miste sin isolerende evne. Lagtykkelser større en 15 cm har sjelden noen hensikt da det i slike tilfeller nærmer seg permafrost.

Nødvendig lagtykkelse finnes av diagrammet i figur 9.56.

Diagrammet brukes slik:

1. Bestem først dimensjonerende frostmengde.
2. Merk av dimensjonerende frostmengde på x-aksen i venstre diagram og trekk en vertikal linje opp til linjen som representerer årsmiddeltemperaturen på stedet (interpoler for mellomliggende verdier).
3. Trekk en horisontal linje fra krysningspunktet for dimensjonerende frostmengde og årsmiddeltemperatur bort til linjen for ønsket tykkelse på nedre frostsikringslag.
4. Fra dette punkt trekkes en vertikal linje ned til x-aksen i høyre diagram som angir tykkelsen på XPS-platene.



Figur 9.56 Frostmessig dimensjonering med XPS /1/

Eksempel:

Dimensjonerende frostmengde  $F_{10} = 24000 \text{ h } ^\circ\text{C}$

Årsmiddeltemperatur  $4 \text{ } ^\circ\text{C}$

Tykkelse for nedre frostsikringslag  $40 \text{ cm}$

$\Rightarrow$  Figur 9.56 gir nødvendig isolasjonstykkelse = 12 cm

Også her kan ønsket tykkelse på XPS-platene holdes fast, og i stedet kan man variere tykkelsen for det nedre frostsikringslaget. Dersom vi ønsker å bruke  $10 \text{ cm}$  isolasjonstykkelse bestemmes tykkelsen for nedre frostsikringslag ved å trekke en vertikal linje i høyre diagram oppover fra isolasjonstykkelse  $10 \text{ cm}$ . Krysningspunktet for denne linjen og den horisontale linja bestemt i pkt. 3 foran gir tykkelsen på nedre frostsikringslag. I dette tilfelle vil tykkelsen bli ca.  $46 \text{ cm}$ .

#### 9.5.4 Anleggstekniske forhold

Ved dårlig undergrunn kan det være nødvendig av praktiske hensyn å ha en minstetykkelse på (nedre) frostsikringslag av granulære materialer (sand, grus, knust fjell).

Figur 9.57 angir minste tykkelse på frostsikringslaget ut fra anleggstekniske forhold.

Materialtype i grunnen	Nødvendig tykkelse, cm
Grus, sand, morene, T3	30
Silt, leire, T4, $c_u \geq 50 \text{ kPa}$	50
Silt, leire, T4, $c_u 37,5\text{-}50 \text{ kPa}$	60
Silt, leire, T4, $c_u 25\text{-}37,5 \text{ kPa}$	80
Silt, leire, T4, $c_u < 25 \text{ kPa}$ <sup>1)</sup>	110

1) For undergrunn av leire med  $c_u < 20 \text{ kPa}$  skal sikkerhet mot grunnbrudd vurderes spesielt

Figur 9.57 Nødvendig tykkelse på nederste lag mot undergrunnen ut fra anleggstekniske forhold /1/

Gjennom særlige anleggstekniske tiltak, f.eks. ved bruk av lett anleggsutstyr og skånsomme arbeidsprosedyrer, ev. med bruk av armering, kan tykkelsene reduseres (se også kapittel 4.5.3).

## **9.6 Ising på veg**

### **9.6.1 Hvorfor oppstår glatte veger?**

Når temperaturen i et vegdekke er under 0 °C og samtidig så mye lavere enn lufttemperaturen at luften ikke greier å holde på fuktigheten, vil fuktigheten skilles ut (kondenseres) på vegoverflaten og danne et rimlag.

Årsaken til at temperaturen i et vegdekke synker under luftens temperatur er først og fremst den varmetutstrålingen som skjer fra vegdekket og ut mot atmosfæren i netter med klarvær. Varmetapet er i slike tilfeller ca. 80 W/m<sup>2</sup>. Avhengig av i hvilken grad vegkonstruksjonen er i stand til å kompensere for dette varmetapet, kan temperaturen synke flere grader under luftens temperatur. Temperaturforskjellene kan i ekstreme tilfeller bli opptil 10 °C. Selv om lufttemperaturen ikke har vært lavere enn for eksempel 4 °C, kan det derfor oppstå rimlag på vegoverflata om høsten.

Dette forklarer også hvorfor vi aldri ser rimlag på vegbanen inne i en tunnel, for her skjer det ingen varmetutstråling fra vegdekket mot atmosfæren.

Tynne islag på en veg kan oppstå ved at trafikken og temperaturforholdene endrer et rimlag til is, eller når et fint regn eller yr faller på en kald vegbane slik at det fryser til is.

Når underkjølt regn faller på et tørt, men kaldt dekke, fryser regnet til is med en gang det kommer i berøring med den kalde vegbanen. Resultatet kan da bli en veg med et særlig hardt og glatt islag.

Enkelte vegstrekninger synes å være mer utsatt for ising enn andre. Det kan ofte forklares ved at noen veger ligger mer utsatt til rent klimatisk. Det kan for eksempel være vann eller elvedrag i nærheten hvor det er høy luftfuktighet, eller det kan være strekninger som ligger skyggefullt til.

### **9.6.2 Hvordan kan vegens oppbygning innvirke på isingsfaren?**

Så lenge vegene våre ble bygget opp med grusmaterialer, var glatte veger sjelden et problem. Et av kravene til grusen var at den skulle være stabil og ikke-telefarlig. Grusen inneholdt derfor gjerne noe finstoff, og for stabiliteten var dette en fordel. Finstoffet binder vann, og vannet er hovedårsaken til at overbygningen på slike veger får et godt varmemagasin. Varmemagasinet bidrar til at varmetappingen fra vegdekket på grunn av utstrålingen forsinker temperaturfallet i dekket så mye at ising sjelden vil oppstå.

På grunn av økende trafikkklaster (økende trafikk og økende ringtrykk og aksellaster) har det i Norge de siste tiårene skjedd en stadig innskjerping av materialkravene ved bygging av ny veg. Bl. a. har det vært en gradvis overgang til økt bruk av knust stein i vegoverbygningen. I vegnormalene av 2014 er kravene til redusert finstoffinnhold i steinmaterialene skjerpet, fordi for stor andel finstoffet ofte har ført til skader på vegen. Jo større trafikk vegen har, jo mindre finstoff kan vi tillate i vegen.

Mangelen på finstoff fører til lavt vanninnhold, som igjen gjør at det er vanskelig å bygge opp et godt varmemagasin i vegen. Høytrafikkvegene vi bygger i dag (motorveger) er derfor veldig ømfintlige for ising, og vi er avhengig av salting for at disse vegene ikke skal bli glatte.

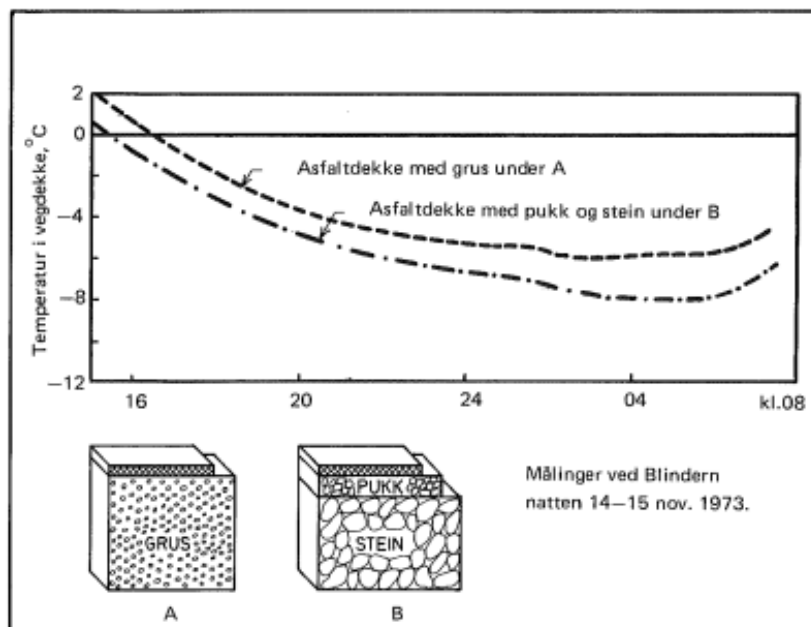
Temperaturen i et vegdekke der vegen i sin helhet består av knust stein uten finstoff, blir normalt ikke mer enn 1-2 °C lavere enn på en veg med mye grus i overbygningen. Forskjellen er likevel stor nok til at den økende isingsfaren merkes godt i praksis.

Figur 9.58 viser et bilde tatt etter legging av en ny ledning frem til en kum og tilbakefylling med grov stein. Man ser at vegdekket over oppgravingen rimer lett etter en klar høstnatt.



Figur 9.58 Eksempel på lokal rimdannelse (Foto: Geir Refsdal)

I figuren nedenfor er det vist et eksempel på temperaturforløpet i et vegdekke gjennom en klar høstnatt, avhengig av vegens oppbygning.



Figur 9.59 Vegens oppbygning betyr mye for isingsømfintligheten /2/

De siste årene har kravet til frostsikring for nybygd veg stadig blitt skjerpet. I praksis skal alle veger med noe trafikk frostsikres i dag.

Frostsikring betyr noen ganger at man kan bruke stein eller grus fra veglinjen, og det behøver ikke å endre på isingsforholdene. Men når man tar i bruk isolerende materialer (isolasjonsplater,

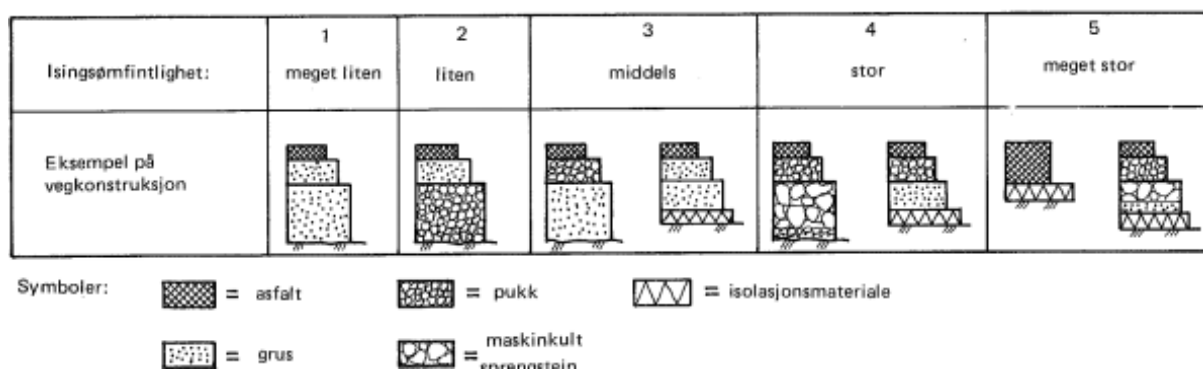


skumglass eller lettklinker) vil et slikt isolerende lag føre til at varmemstrømmen fra underliggende lag blir betydelig redusert. Slike veger vil være særlig utsatt for ising, ikke bare oftere, men også til andre tider enn tradisjonelt oppbygde veger. Også på veger der det er brukt lette fyllinger som er bygget opp av blokker av EPS («Isopor») vil risikoen for ising øke.



Figur 9.60 Tydelig rimdannelse på en kort, isolert vegstrekning (Foto: Geir Refsdal)

For å hindre ising på en veg bør vi derfor – når det er mulig - bygge opp et varmemagasin i vegoverbygningen. Dette bør ligge så høyt opp som mulig (helst i bærelaget), og være så stort som mulig (mest mulig vann), men dette er dessverre ikke alltid i samsvar med de kravene vi stiller til en stabil vegoverbygning. Figur 9.61 viser noen eksempler på vegoverbygninger med ulik grad av isingsømfintlighet.



Figur 9.61 Gruppering av vegkonstruksjoner etter grad av isingsømfintlighet /2/

På isolerte veger er det i vegnormalene /1/ satt krav til tykkelsen på materiallagene over isolasjonslaget for å hindre ising. Det er dessuten anbefalt at lagene over isolasjonslaget inneholder finstoff opp mot det som er tillatt, men ikke så mye at materialet blir telefarlig eller vannømfintlig.

Vegdekkets lyshet vil også innvirke på isingsforholdene – ikke så mye på graden av ising, men mer på hvor lenge isingen varer. Når solinnstrålingen begynner å gjøre seg gjeldende tidlig om morgenen, vil et lyst dekke reflektere mer av varmeinnstrålingen fra solen, og derfor også bruke

lenger tid på å varmes opp. En lys overflate, for eksempel et betongdekke eller et asfaltdekke med mye hvit stein, vil derfor kunne holde på et rimlag i lenger tid utover dagen enn et mørkt asfaltdekke.

## Referanser

- /1/ Statens vegvesen, *Vegbygging*, Håndbok N200, Vegdirektoratet 2014.
- /2/ NTNF og Statens vegvesens utvalg for Frost i Jord, *Sikring mot teleskader*, Nr 17, november 1976.
- /3/ Geir Berntsen, *Bæreevne for veger i teleløsning*, doktorgradsavhandling, NTH 1993.
- /4/ Statens vegvesen, R. S. Nordal og E. Hansen, *Vormsund forsøksveg, Del 3 Observasjoner og resultater*, Meddelelse 57, Veglaboratoriet, 1984.
- /5/ SINTEF Byggforsk, *451.021 Klimadata for termisk dimensjonering og frostsikring*, Byggdetaljblad, Mai 2012.
- /6/ Statens vegvesen, Arbeidsgruppe Frost, *Rapport. Forslag til nødvendig revisjon av dagens retningslinjer for frostsikring av veg*, Trondheim 2013.
- /7/ Statens vegvesen, *Sluttrapport for etatsatsingsområdet Bedre utnyttelse av vegens bæreevne*, Publikasjon 75, Vegdirektoratet 1994.
- /8/ Timo Saarenketo Saara Aho, *Managing spring thaw weakening on low volume roads*, ROADDEX II – prosjektet ([www.roadex.org](http://www.roadex.org)), Rovaniemi 2005.
- /9/ Nordal, R.S., Sætersdal, R., Knutson, Å., Refsdal, G. *Research Activities in Norway on Frost Problems*. Veglaboratoriet, Intern rapport nr. 456, Oslo 1973.

## 10 Drenering

### 10.1 Innledning

#### 10.1.1 Hva er drenering?

Drenering betyr i denne sammenhengen å lede bort vann fra vegen og fra tilstøtende områder. Hensikten er å hindre at vann blir til skade for vegen, omkringliggende områder og trafikantene. I dagligtale brukes ordet *drenering* ofte som et samlebegrep for håndtering både av *grunnvann* og av *overflatevann*. Et annet ord som også ofte brukes er *avvanning*.

I dette kapitlet behandles drenering av vanlige veger i dagen. Drenering vil totalt sett også omfatte bortledning av overflatevann (regn og snøsmelting) fra bruer, samt oppsamling og bortledning av vann fra tunneler.

#### 10.1.2 Hvordan vann påvirker vegen

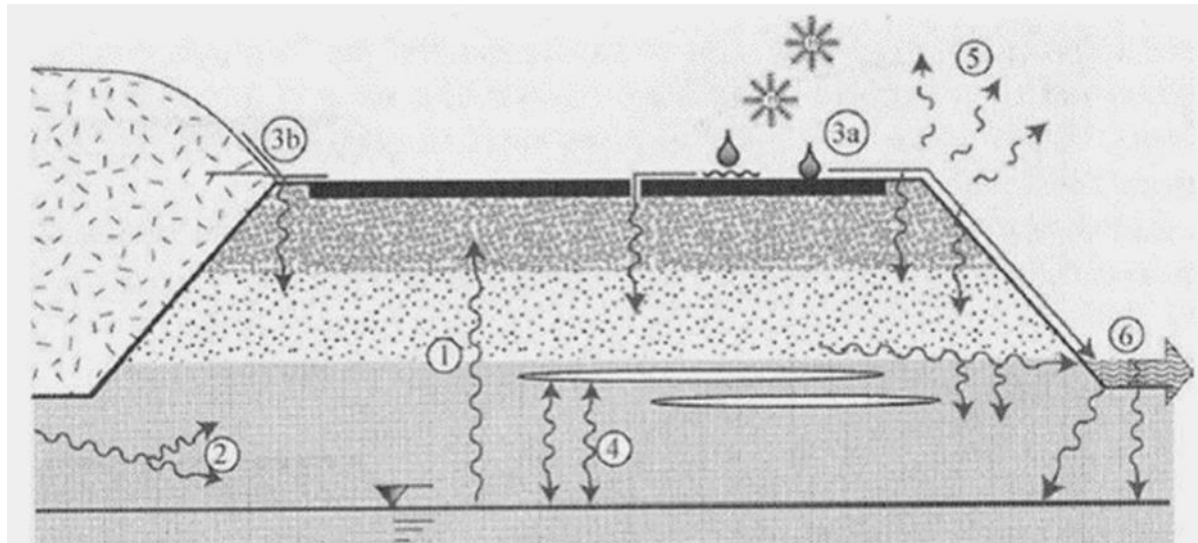
I vegsammenheng opptrer vannet som nedbør, smeltevann, grunnvann, vann som infiltreres fra grøfter og sideterreng og fra bekker, elver etc. Dette er nærmere illustrert i figur 10.1 og figur 10.2.



Figur 10.1 Vann på og i vegen kommer fra flere kilder (Ill.: Marit Fladvad, foto: Statens vegvesen/Roadex.org)

Vann i vegkroppen er ødeleggende for vegens bæreevne, og hovedpoenget med drenering er derfor å sørge for at det ikke kommer vann inn i vegoverbygningen. I tillegg skal dreneringen føre overflatevann forbi vegkroppen på en effektiv måte, og sørge for at regnvann ikke blir stående i kjørebanelen.

Vegens bæreevne er generelt omtalt i kapittel 4. Hvordan vannet påvirker bæreevnen er også behandlet i kapittel 9.



- Faktorer som påvirker inntrengning av vann i vegkroppen: 1) Kapillær stigning; 2) Vann fra sideområder; 3) Infiltrasjon fra nedbør, regn/snøsmelting; 4) Frost/tele som gir oppsuging av vann fra undergrunnen.
- Faktorer som påvirker uttørking av vegkroppen: 5) Fordamping; 6) Drenering/avløp.

Figur 10.2 Hvordan vann påvirker vegkroppen (Ill.: Doré & Zubeck, 2009)

### 10.1.3 Funksjonskrav og andre viktige krav

#### Generelt

Mangelfull drenering fører som oftest til at vegen ikke fungerer tilfredsstillende. Vegens avvannings- og drens-system skal hindre vannansamling på vegbanen, på gang- og sykkelveg og fortau, i vegkropp og konstruksjoner. Systemet skal også samle opp, eventuelt fordrøye, rense og lede vannet bort fra vegbane, gang- og sykkelveg og fortau, vegkropp, konstruksjoner og vegens sideområde til vedtatte resipienter.

Alt dette for å

- opprettholde trafiksikkerhet og framkommelighet for alle trafikanter samt unngå vannsprut på fotgjengere/syklister og eiendommer fra overflatevann på vegen
- unngå akselerert nedbryting av vegkropp og konstruksjoner samt erosjonsskader på vegens sideområde
- unngå forurensning av områder langs vegen og vassdrag

#### Sentrale funksjonskrav

Ved nybygging eller ombygging av veg er det flere viktige funksjonskrav og andre krav som må tas hensyn til ved planlegging og utførelse av drenering.

Drenering og håndtering av overflatevann skal oppfylle følgende funksjonskrav:

- *Sikre regularitet og trafiksikkerhet:* Håndteringen av overvannet skal sikre tilfredsstillende trafikkavvikling, og at trafikkulykker som følge av flom/flomskader unngås. Overvann må også håndteres slik at faren for nedfall av stein og is reduseres, og slik at man unngår iskjøving som reduserer trafiksikkerheten.
- *Sørge for avrenning fra vegbane, vegskulder og vegkropp:* God avrenning fra vegbane og skulder gir bedre kjørekomfort, reduserer faren for vannplaning og sannsynligheten for ulykker. God avrenning fra vegdekket er i tillegg viktig for å hindre nedbryting av

vegoverbygningen. En forutsetning for at veggen skal ha tilstrekkelig bæreevne er at overbygningen er tilstrekkelig drenert gjennom hele året. God drenering reduserer også faren for telehiv.

- *Føre overvann gjennom vegen:* Drenssystemet skal fange opp alt vann oppstrøms, lede vannet gjennom vegen, og føre det fram til naturlige vannveger nedstrøms, uten at natur eller infrastruktur skades på grunn av erosjon, sedimentasjon og forurensninger.
- *Sikre mot skader på vegen:* Ved intens nedbør eller snøsmelting kan overflatevann erodere langs sårbare partier, eller ta en annen retning enn forutsatt, med resultat at vegen får omfattende skader.
- *Begrense endringer i grunnvannsstrøm og opprettholde naturlig vannbalanse:* Bygging av veg representerer et stort inngrep i naturen og i mange tilfeller endres grunnvannsstrømmene. Dette gjelder både skjæringer som avskjærer grunnvannsstrømmene og fyllinger som kan føre til setninger og derved endre jordas permeabilitet. En veg vil også endre arealbruken av et område, og dette vil igjen påvirke strømningsforholdene. En viktig oppgave i forbindelse med håndtering av overvannet er å sørge for at den naturlige vannbalansen opprettholdes best mulig.

### **Viktige krav for å sikre god funksjon av planlagt infrastruktur**

Ved siden av å ivareta hovedkravene til overvannshåndteringen og dreneringen skal drenssystemet også oppfylle en rekke tilleggskrav for at den planlagte infrastrukturen skal fungere tilfredsstillende. Viktigste er:

- *Trafikksikkerhet for alle trafikanter:* Hensynet til enkel og rimelig håndtering av overvannet, f.eks. med åpne/dype sidegrøfter, kan gi dårligere trafikksikkerhet ved utforkjøringer. Ved utarbeiding av normaler og retningslinjer er det lagt vekt på å finne løsninger som tilfredsstillende hensyn til både overvannshåndteringen og trafikksikkerheten.
- *Framkommelighet for alle trafikanter:* Der det er syklistene og fotgjengerne langs vegen er det nødvendig å utforme tiltakene for overvannshåndtering og drenering slik at også disse trafikantene får en god framkommelighet.
- *Mulighet for biologisk mangfold:* Vegger er barrierer for all ferdsel av dyr; fra fisker, amfibier og til store pattedyr. Ved en omsorgsfull utforming av tiltakene for overvannshåndtering er det mulig å redusere de negative konsekvensene for en del av artene.
- *Mulighet for enkel drift og vedlikehold:* En forutsetning for at drenstiltakene skal fungere tilfredsstillende, er at de blir driftet og vedlikeholdt i hele levetiden. Konsekvensene av manglende drift og vedlikehold av drens- og overvannssystem kan være katastrofale med hensyn til skader på natur og infrastruktur. Det er derfor viktig at alle tiltakene kan vedlikeholdes, og at maskiner har enkel tilgang til de mest sårbare områdene.

## **10.2 Drenering av vegkonstruksjonen**

Manglende eller utilfredsstillende drenering av vegoverbygningen vil i første omgang medføre strukturelle problemer med bæreevnesvikt og redusert dekkelevetid. Mangelfull drenering vil også kunne medføre telehiv. Dette vil redusere trafikksikkerheten og vegens levetid.

### **10.2.1 Finstoff, vanninnhold og bæreevne**

#### ***Finstoff og vanninnhold***

Dersom materialene inneholder mye finstoff, vil de få redusert bæreevne når vanninnholdet øker. I vegnormalene /1/ er det satt krav til maksimal mengde finstoff (prosentandelen mindre enn 0,063 mm) for vegbyggingsmaterialer for å unngå telefare og virkninger av materialenes vannømfintlighet.

Telefarlighet beskriver materialets evne til å suge opp vann og danne islinser når det fryser, med påfølgende telehiv. Se for øvrig nærmere omtale i kapittel 9.

Et materiales vannømfintlighet beskriver i hvilken grad materialet er i stand til å opprettholde bæreevnen når vanninnholdet øker. Dette vil være avhengig av typen og mengden finstoff (se mer om dette i kapittel 5.4 og kapittel 9).

Vanninnholdet i et materiale vil være avhengig av mange forhold, bl. a.;

- mengde finstoff
- type finstoff
- tilførsel av vann fra overflaten (nedbør, sol, tørke etc.)
- tilførsel av vann fra strømminger i grunnen
- kapillært porevann over grunnvannsnivå

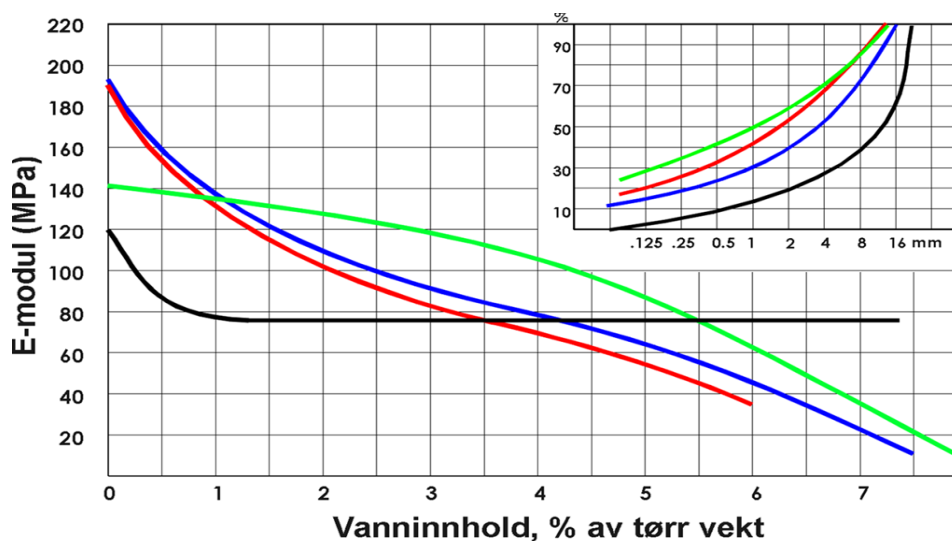
Vann binder seg til overflaten av tilslaget og mengden vann vil dermed være avhengig av det samlede overflatearealet. Denne overflaten er langt større i et fint materiale enn i et grovt materiale.

Et materiale med mye finstoff blir også tett og får lav permeabilitet. Når vegen utsettes for en belastning trykkes overbygningen sammen. Dersom vannet da ikke raskt nok dreneres ut av materialet vil en del av trykkbelastningen bli tatt opp av vannet. Dette reduserer kontakttrykket mellom mineralkornene (effektivtrykket). Da skjærstyrken ligger i friksjonen mellom mineralkornene, reduseres denne og medfører i sin tur lavere bæreevne og økte deformasjoner. Jo tettere materialet er, desto større del av belastningen vil bli tatt av vannet.

Finstoff som er karakterisert som plastisk, sveller ved oppfukning og vil medføre at dreneringsmuligheten for vann ytterligere reduseres. Svelling medfører også at friksjonskreftene mellom kornene reduseres ytterligere.

### **Materialenes stivhet, E-modul**

Figur 10.3 viser et eksempel hvor fire materialer med ulikt innhold av finstoff er undersøkt. Siktekurvene for materialene er vist til høyre i figuren. Materialenes stivhet uttrykt ved *elastisitetsmodulen* (E-modulen) er bestemt ved ulikt vanninnhold. Figuren viser at E-modulen reduseres for materialene med mye finstoff når vanninnholdet øker.



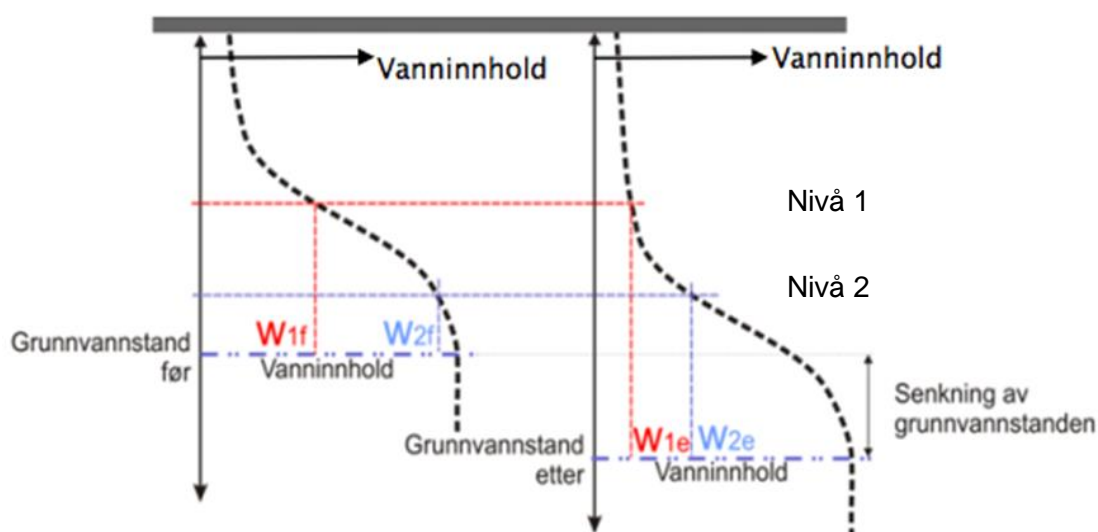
Figur 10.3 E-modulen for granulære materialer varierer med finstoffinnhold og vanninnhold (Ill.: Geir Berntsen)

For materialet med *mye finstoff* (grønn linje i figuren) reduseres elastisitetsmodulen til en sjuendedel (fra 140 MPa til 20 MPa) når vanninnholdet økes fra 1 % til ca. 7-8 %. Dette betyr at deformasjonen øker sju ganger ved samme belastning. Materialet får redusert *bæreevne*.

Materialet med *lite eller intet finstoff* (svart linje i figuren) er nesten upåvirket av vanninnholdet. Dette er en sammenheng som er svært viktig å være klar over i all vegbygging.

### 10.2.2 Grunnvannstand og poresug

I finkornige jordarter vil vann «suges opp» over *grunnvannsspeilet* (grunnvannstanden) på grunn av kapillære krefter. Figur 10.4 viser hvordan vanninnholdet eller metningsgraden endrer seg over grunnvannsnivået for et typisk jordmateriale. Denne typen kurve kalles *poresugskurve*. Figuren viser hvordan poresugskurven parallellforskyver seg når grunnvannstanden senkes.



Figur 10.4 Eksempel på poresugkurver (Ill.: Geir Berntsen)

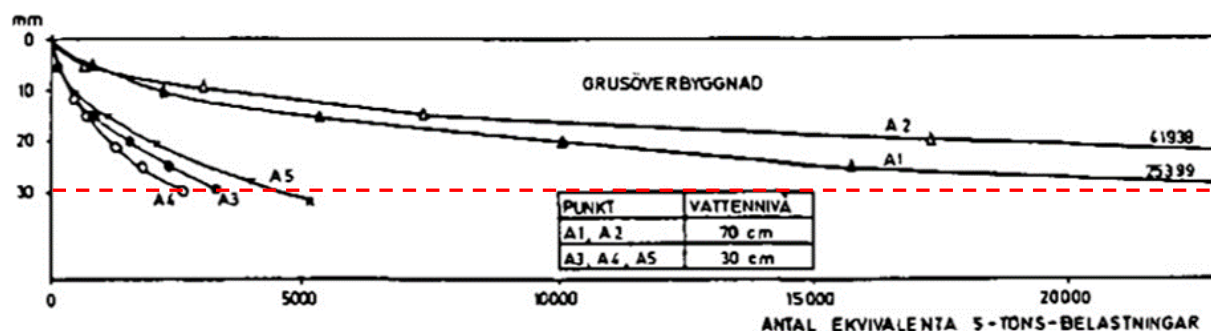
Formen på kurven vil være avhengig av porestørrelsesfordelingen i materialet. For et grovt materiale med lite kapillært vann vil poresugskurven raskt gå mot null (men vil aldri bli null fordi det alltid vil være noe vann bundet til steinoverflaten). For et tett materiale, f. eks. leire eller silt, vil vanninnholdet avta langsomt med høyden over grunnvannsnivået.

Hvis grunnvannstanden senkes under en vegkonstruksjon vil dette redusere vanninnholdet i de granulære materialene og dermed forbedre vegens bæreevne. I figur 10.4 er vanninnholdsreduksjonen vist for to nivåer (nivå 1 og nivå 2) over grunnvannstanden med vanninnhold ( $w$ ) før og etter grunnvannssenking. Vanninnholdet ( $w$ ) reduseres fra  $w_{1f}$  til  $w_{1e}$  i nivå 1, og fra  $w_{2f}$  til  $w_{2e}$  i nivå 2.

#### Effekten av senket grunnvannstand

Når vanninnholdet reduseres kan materialet tåle mer belastning. Effekten av redusert grunnvannstand kan illustreres gjennom resultatene fra et svensk forsøk som vist i figur 10.5, der en vegkonstruksjon ble bygget opp i et betongbasseng slik at vannstanden kunne kontrolleres. «Vegoverflaten» dvs. overflaten av konstruksjonen ble utsatt for gjentatte belastninger tilsvarende 5 tonns hjullast, og de permanente deformasjonene under lasten ble registrert.

Permanent deformasjon (mm) på den vertikale akse er vist som funksjon av antall 5-tonns belastninger (den horisontale akse). For linjene A3, A4 og A5 er grunnvannstanden 30 cm under overflaten. Etter 2 500-5 000 belastninger var deformasjonen 30 mm. Linjene A1 og A2 viser deformasjonsutviklingen når grunnvannstanden ble senket til 70 cm under overflaten. Selv etter 25 000 belastninger har ikke deformasjonen blitt 30 mm.



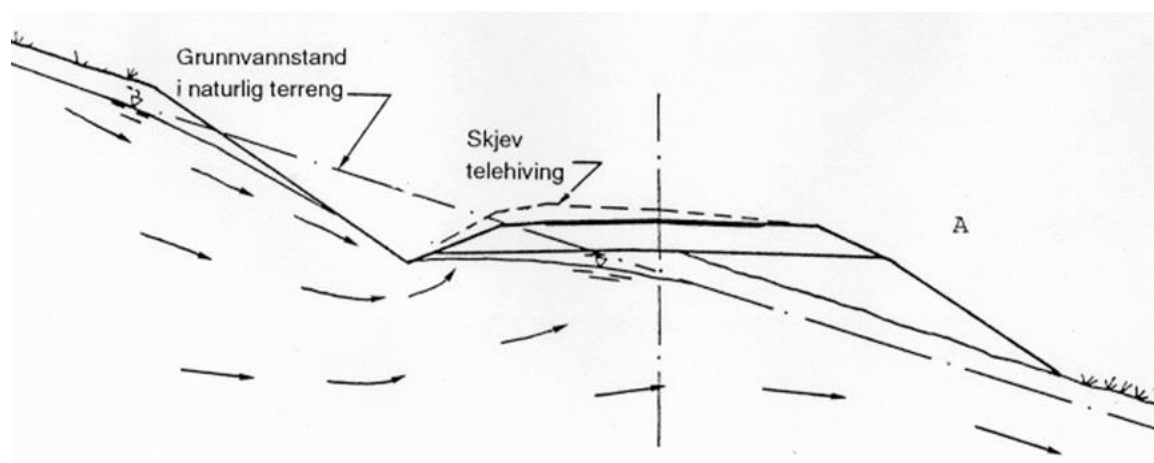
Deformasjon < 30 mm etter 25000 belastninger når grunnvannsnivå er 70 cm under overflaten (A1, A2).  
Deformasjon  $\geq$  30 mm etter 5000 belastninger når grunnvannsnivå er 30 cm under overflaten (A3, A4, A5).

Figur 10.5 Deformasjoner under trafikklast avhengig av grunnvannstand /16/

Dette eksempelet viser på en god måte effekten av å utbedre grøftene på en veg. Særlig for mange veger på det sekundære vegnett er grøftetilstanden slik at grunnvannspeilet ligger høyt oppe i vegkonstruksjonen. Å øke grøftedybden vil ofte være den mest kostnadseffektive måten å forbedre en slik vegs bæreevne og levetid.

#### Veg i skrånende terreng, variasjon i grunnvannstand

For en veg i skrånende terreng vil grunnvannstanden ligge nærmest vegoverflaten i øvre vegkant (skjæringssiden); se figur 10.6. Måledata fra slike parseller viser at spor og deformasjoner som oftest utvikler seg langt raskere i kjørefeltet nærmest skjæringsskråningen, se figur 10.7.



Figur 10.6 Veg i skrånende terreng med høy grunnvannstand i øvre vegkant, dvs. skjærings-siden. (Ill.: Geir Berntsen)





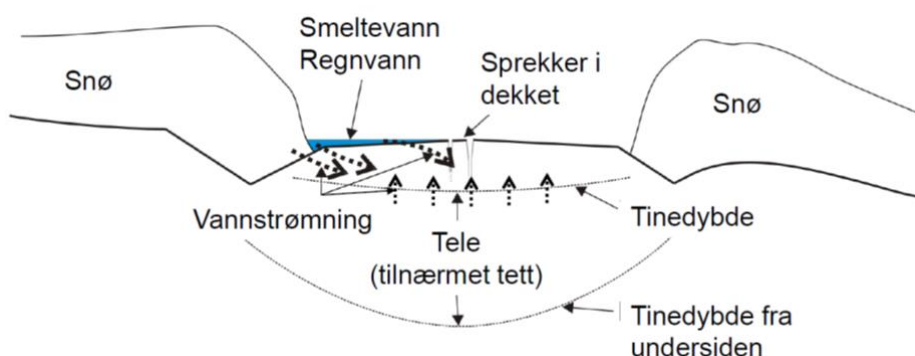
Figur 10.7 Kjørefelt/hjulspor nærmest skjæringssiden vil ofte ha mer telehiv og/eller flere dekkeskader (krakelering mv) enn den delen av vegen som ligger mot fyllingssiden. Grunnvannstanden senkes med åpen/dyp sidegrøft eller lukket drenggrøft. (Foto: Statens vegvesen)

### 10.2.3 Drensforhold i teleløsningen

I *teleløsningen* smelter islinsene, noe som gir et overskudd av vann i materialet. Dette vil ofte gi en betydelig reduksjon i materialenes bæreevne, noe som kan gi skader og spordannelse på vegdekket og føre til nedsatt kjørekraft og dårlig trafiksikkerhet. For å redusere skadene på vegnettet har enkelte land, bl. a. Sverige og Finland, restriksjoner mht. tillatt aksellast i teleløsningsperioden. I Norge ble slike restriksjoner opphevet i 1995 for riks- og fylkesvegene, men reduksjon av tillatt aksellast er fortsatt et aktuelt tiltak for kommunale vegger, og unntaksvis for fylkesveger.

Vanligvis skjer tiningen ovenfra og nedover. Det frosne laget som ligger under den tinte sonen, vil være tilnærmet impermeabelt (tett); dvs. at vann som tiner blir stående «innelukket» i vegoverbygningen slik som vist i figur 10.8. I tillegg kan brøyteskavler hindre at smeltevann dreneres ut, slik at vannet samler seg på vegoverflaten. Dette vannet vil gi problemer for trafikantene, som beskrevet for overflatevann. I perioder med varierende temperaturer (nattefrost etc.) kan det oppstå svært glatte partier når smeltevannet fryser på overflaten.

Overflatevannet vil også trenge ned gjennom vegskuldrene og gjennom sprekker i vegen, og vil bidra til et høyt vanninnhold i vegkroppen over det frosne jordlaget.



Figur 10.8 Smeltevann kan gi kritiske forhold både på vegoverflate og i overbygningen (Ill.: Geir Berntsen)

Det er derfor av stor viktighet å bli kvitt dette vannet. Dette gjøres normalt ved å fjerne snø fra grøftene slik at vannet får mulighet til å bli drenert bort, se figur 10.9.



Figur 10.9 Brøytekanter fjernes for å gi avløp for smeltevannet (Ill.: Geir Berntsen)

### Tiltak

Teleløsningsperioden er kritisk for nedbrytning av veger. Telehiv og teleskader kan unngås ved å bruke materialer som ikke er telefarlige, og ved å samtidig sørge for å bygge et drencsystem som fungerer. Ved *rehabilitering av gamle veger* er det viktig å vedlikeholde og eventuelt forbedre dreneringen på steder hvor vannet er årsaken til teleskader og nedbrytning.

## 10.3 Drencsystemets elementer

### 10.3.1 Oversikt

Drenc- og avvanningssystemet for en veg består av flere elementer eller systemdeler. De viktigste er listet opp nedenfor.

- Drenerende materialer med avløpsmulighet i selve vegoverbygningen og vegkroppen, inkludert fjellskjæring eller -fylling
- Åpne sidegrøfter langs vegen
- Terrenggrøfter og nedføringsrenner
- Rennestein, kantstein o.l.
- Lukkede drencgrøfter som drenerer grunnvannet. Brukes ofte i kombinasjon med grunn/åpen sidegrøft eller rennestein/kantstein som samler opp overvannet.
- Stikkrenner/kulverter (vanngjennomløp på tvers av vegen), inkludert inntaks-konstruksjoner, bekkeinntak, fangdammer mv
- Kummer, sluk, rister og lokk, samt tilbehør (bend, dykkere, skjold, hjelpesluk mv)
- Fordrøyningsbasseng, infiltrasjonsanlegg, rensebasseng mv

Riktig geometrisk utforming, materialvalg og utførelse inkl. erosjonssikring og andre sikringstiltak er avgjørende for å sikre at drencsystemene fungerer etter hensikten med minimalt vedlikeholdsbehov.

### 10.3.2 Valg av drencsystem

Valg av drencsystem handler ofte om valg mellom åpent og lukket system. Åpne, dype sidegrøfter vil effektivt drenere vegkroppen og lede bort overvann, men er også mer arealkrevende enn lukket system, og gir dårligere trafikksikkerhet. Lukket system vil ofte være en

kombinasjon av åpne/grunne sidegrøfter (som tar overvannet) og dype/lukkede grøfter (som drenerer vegkroppen).

Mange lokale hensyn vil ha betydning for valg og utforming av drencsystemet. Valg av system, dimensjonering og detaljutforming vil være avhengig av:

- trafikkmengde, krav til trafikksikkerhet
- vanntilsig og behov for frostsikker avrenning
- nedbørmengder, snø og snøsmelting
- bebyggelse (spredt eller tett bebyggelse)
- terrengforhold, avrenningsmønster
- grunnforhold
- kostnader, anlegg og vedlikehold
- estetikk

Noen fordeler med de ulike drencsystem (åpent eller lukket) er vist i tabell 10.1.

Tabell 10.1 Fordeler ved åpne og lukkede drencsystemer /1/

Drencsystem	Fordeler
Lukket system	<ul style="list-style-type: none"> <li>- bedre trafikksikkerhet (slake grøfteskråninger)</li> <li>- redusert arealinngrep og mindre masseuttak</li> <li>- redusert erosjon over lengre grøftestrekninger ved bruk av nedføringskummer</li> <li>- gunstigere mht. estetikk og miljø</li> <li>- bedre mht. innspenningsforhold (kantbæreevne)</li> </ul>
Åpent system	<ul style="list-style-type: none"> <li>- generelt lite vedlikehold ved stabile grøfteskråninger</li> <li>- ofte lavere anleggskostnader</li> <li>- ekstra sikt i kurver pga. større terrenginngrep</li> <li>- bedre plass til snølagring</li> <li>- mindre behov for tilførsel av byggematerialer, som rør og gjenfyllingsmasser</li> <li>- lettere å fastslå behov for eventuelt vedlikehold</li> <li>- normalt har åpent system bedre reservekapasitet og sikkerhet ved flom</li> </ul>

Tabell 10.2 viser hvordan valget mellom et åpent og et lukket drencsystem ofte vil slå ut, avhengig av trafikkbelastning (årsdøgntrafikk, ÅDT) og bebyggelse.

Tabell 10.2 Veiledning for valg av drencsystem /1/

Vegtype	ÅDT	Bebyggelse		
		Spredt	Middels	Tett
H	> 5000	A/L	L	L
H	< 5000	A	A	L
S, A	< 5000	A	A/L	L
G/S		A/L	A/L	L

A= Åpent system  
L= Lukket system

### 10.3.3 Vegkroppen og vegoverbygningen

#### Generelt

Materialvalg og overbygningstykkelser har stor betydning for konstruksjonens evne til å la seg drenere og motstå vannets skadelige virkning. Det er viktig å bruke materialer med liten vannømfintlighet. I de dypereliggende lagene vil bruk av grove og åpne materialer være fordelaktig, og hindre at vann suges opp i overliggende lag. God materialbruk i vegoverbygningen, som i dag ofte har åpne/drenerende materialer i forsterkningslag og bærelag, kombinert med hensiktsmessige grøfter gir grunnlag for en godt drenert veg.

#### Tett eller drenerende vegdekke?

Vanligvis bygger man vegen med et tett asfaltdekke som hindrer nedtrengning av vann i bærelag og underliggende lag. I noen tilfeller ønsker man å bruke åpne/porøse vegdekker der vannet går ned gjennom dekket og ledes ut til siden på et tett bærelag. Dette forutsetter at lagene under toppdekket har geometri (tverrfall) som hindrer at vann blir stående i fordypninger. Vegdekket kan bestå av f.eks. drensasfalt (se kapittel 6) eller åpne steindekker (se kapittel 7).

Utfordringen med dekker av drensasfalt er gjentetting av porene pga slitasjestøv fra asfalten, strøsand mv. Drensasfalt har også vist seg å ha noe kortere dekkelevetid enn vanlige, tette dekker.

#### Filterlag og/eller drenslag av sand eller grus

Tidligere var det forholdsvis vanlig å legge et eget filterlag av sand eller grus, ca. 10-15 cm tykt, mellom underbygningen og overbygningen (under forsterkningslaget). Filterlagets funksjoner er å

1. *Hindre sammenblanding* av finkornige underbygningsmaterialer og grovere materialer i overbygningen.
2. *Være drenerende* dvs. gi sideveis avløp for vann som pipler opp fra underbygningen og vann som siger ned fra overbygningen.

For å fylle disse funksjonene må filterlaget tilfredsstille visse *filterkriterier* mot over- og underliggende materialer for å beholde sin drenerende evne og å hindre at laget tettes av finstoff.

Filterlaget skal normalt oppfylle følgende kriterier:

$$\frac{d_{15, \text{filtermateriale}}}{d_{85, \text{undergrunn}}} \leq 5$$

og:

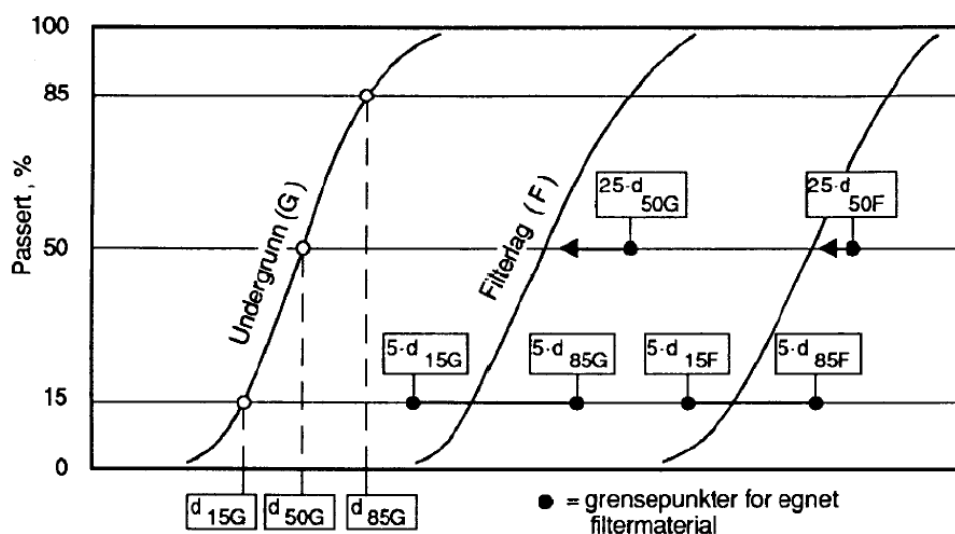
$$\frac{d_{50, \text{filtermateriale}}}{d_{50, \text{undergrunn}}} \leq 25$$

For at filtermaterialet skal være vesentlig bedre drenerende enn materialet i grunnen, gjelder:

$$\frac{d_{15, \text{filtermateriale}}}{d_{15, \text{undergrunn}}} \geq 5$$

Her betyr  $d_{15}$  den maskevidde (kornstørrelse) som 15 % av materialet passerer i en sikteanalyse. Den kalles også materialets 15 %-størrelse. På samme måte er  $d_{50}$  = 50 %-størrelse og  $d_{85}$  = 85 %-størrelse.

Filterkriteriene kan også presenteres som kornfordelingskurver, som i figur 10.10. Korndiameter,  $d$ , vises på den horisontale aksene. Bokstavene G og F betegner henholdsvis undergrunn og filterlag. Kurvene i midten viser hvordan filtermaterialet må være i forhold til undergrunnen (kurven til venstre). Normalt egnede materialer er vist i tabell 10.3.



Figur 10.10 Valg av filtermateriale ut fra filterkriteriene, vist som kornfordelingskurver. Den horisontale aksene viser  $d$ , korndiameter /1/

For å kontrollere om materialet i overliggende *forsterkningslag* tilfredsstill filterkriteriet kan filterlaget betraktes som «undergrunn» (kurven i midten) og forsterkningslaget betraktes som «filter» (kurven til høyre).

Tabell 10.3 Materialer som normalt egner seg til filterlag

Materiale i grunnen	Normalt passende som filtermateriale, 15 %-størrelse (mm)
Leire, siltig leire, leirig silt	0,6
Leirig silt, silt	0,1-0,2
Silt, sandig silt	0,2-0,6
Sandig silt, siltig sand	0,6-1,0

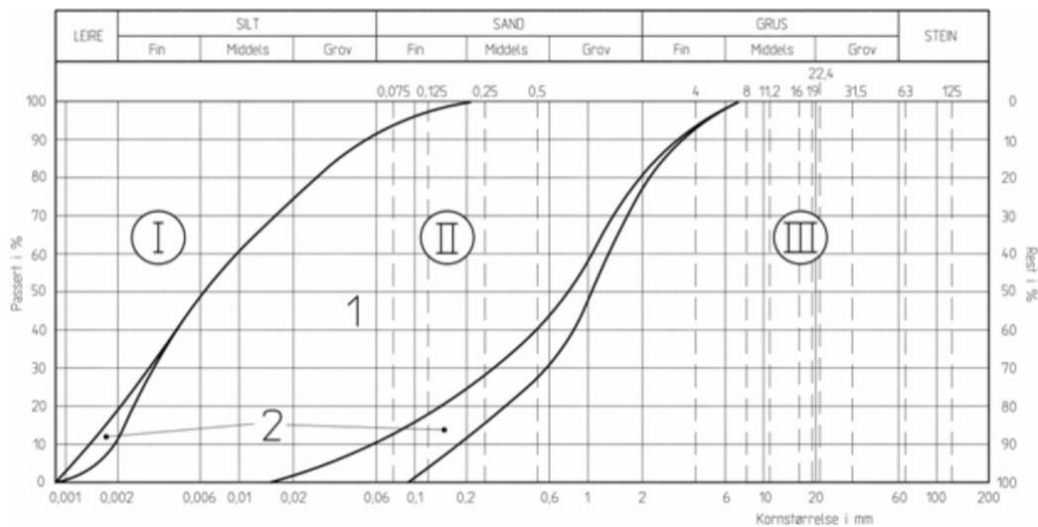
Ved en kornstørrelse  $d_{50} > 2$  mm vil filterlaget normalt tilfredsstill kravet mot grunnen og mot overliggende lag. Består forsterkningslaget av sand eller grus vil disse materialene ofte tilfredsstill filterkriteriet mot grunnen, og filterlag er da unødvendig. Knuste steinmaterialer (maskinkult) vil gi et åpent forsterkningslag. Filtermaterialet må da være grusig og velgradert.

Filterkriteriene har gyldighet i flere sammenhenger, f.eks. i pukkfylte grøfter der det er viktig å unngå forurensning/gjentetting av den åpne, drenerende pukken. Her brukes det som oftest fiberduk som filter- og separasjonslag mellom stedlige masser og grøftepukk (se kapittel 10.3.7).

### Filterlag av fiberduk

I dag er filterlag av sand/grus lite brukt. I stedet benyttes som regel *fiberduk* for å hindre at finkornige undergrunnsmaterialer trenger opp i overbygningen. Samtidig gir fiberduken en viss drenerende effekt (som et veldig tynt drenslag).

For fiberduk gjelder egne filterkriterier, disse er beskrevet i Håndbok N200 /1/. Vanlige fiberduker til separasjonsformål (se kapittel 5) vil normalt være tilfredsstillende, men ved filterteknisk vanskelige jordarter må dukens filteregenskaper vurderes spesielt, se figur 10.11.



Figur 10.11 Grensekurver for materialer/jordarter med spesielle krav til dimensjonering av fiberdukfilter /1/

Område I og III er kornstørrelsesområder som filterteknisk er enkle, mens område II stiller større krav til fiberduken. Område II omfatter silt, sandig silt, finsand og blandede friksjonsjordarter. De er ustabile og bygger ikke opp et naturlig filterlag (som hindrer gjentetting av duken). Disse jordartene er i tillegg erosjonsfarlige, spesielt dersom de er ensgraderte. Områdene merket «2» er grenseområder.

### Dyp- eller grunnsprengning i fjellskjæringer

For veg gjennom fjellskjæringer vil det oppstå problemer dersom det ikke er avløp for vann som samler seg fra nedbør eller lekkasjevann fra sprekker og vannårer i fjellet. Problemene kan være:

- telehiv i telefarlige masser
- iskjøving, dvs. «massiv utfrysing» av vannet i vannlommer i fjellet

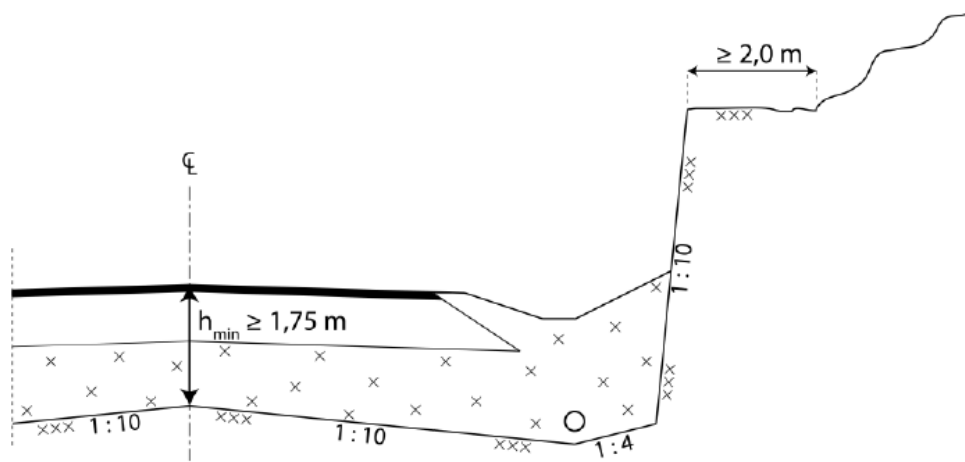
To hovedprinsipper benyttes for å takle dette, enten *dypsprengning* eller *grunnsprengning*.

- Ved dypsprengning borer og sprenger man så dypt at man får lang avstand ned til grunnvannet, som da blir mindre utsatt for frysing.
- Ved grunnsprengning får man kortere avstand ned til grunnvannet. Man må da være nøyere med å rense fjellsålen, støpe igjen groper mv. slik at det ikke vil bli stående vann i eller under vegfundamentet.

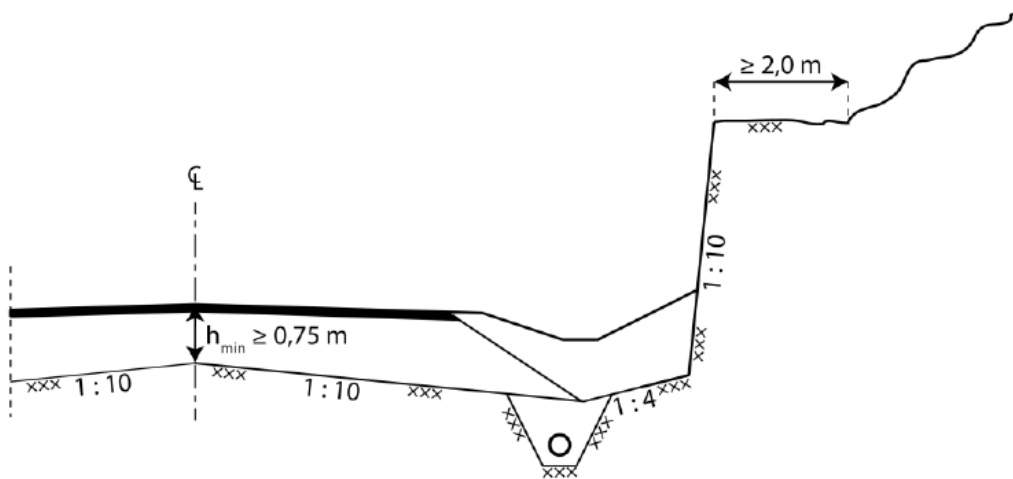
Prinsippsskisser for teoretisk sprengningsprofil ved dypsprengning og grunnsprengning er vist i figurene 10.12 og 10.13.

Overflaten på fast fjell vil i realiteten være mye mer grov og ujevn enn de teoretiske sprengningsprofilene i figurene. Fordi det som regel bores med grove hull og stor hullavstand kan det ved sprengningen bli stående igjen knauser/knøler av fast fjell mellom borehullene. Dypsprengningen skal sikre at det ikke blir for store konsekvenser av slik ujevn fjellsåle. Ved

grunnsprengning kan man spare utgifter til boring og sprengning, men det vil være større krav til utlasting, rensk og avretting av sålen for å hindre vann i å bli stående uten avløpsmulighet.



Figur 10.12 Prinsippkisse for dypsprengning. Minimum 1,75 meter fra ferdig veg ned til fast fjell /1/



Figur 10.13 Prinsippkisse for grunnsprengning. Minimum 0,75 meter fra ferdig veg ned til fast fjell /1/

Som vist på figurene forutsettes et gjennomsnittlig tverrfall 1:10 ut til sidene der grøft/avløp er plassert.

Ved dypsprengning legges drens- og avløpsledninger etter behov i de løssprengte massene. Ved korte skjæringer (mindre enn ca. 50 m) kan man ofte sløye ledning. Ved grunnsprengning kan det være vanskelig å få til grøfteprofilen så idealisert som i figur 10.13 på grunn av innspenningsforhold i fjellet og at det i praksis ikke er aktuelt å «etterspreng» grøfter.

### Tetningslag

Der det etableres åpne/grunne grøfter (over et lukket drens-system), og grøftebunnen ligger høyere enn underkant overbygning (forsterkningslaget) er det aktuelt å legge et tetningslag i den åpne grøfta for å hindre at vannet renner ned og inn i vegoverbygningen. De grunne grøftene skal lede vannet til kontrollert avløp (kummer, overvannsledninger, stikkrenner og kulverter).

Tetningslag kan også være aktuelt i terrenggrøfter mv, og for beskyttelse mot ukontrollert vanninntrengning i sårbare konstruksjoner.

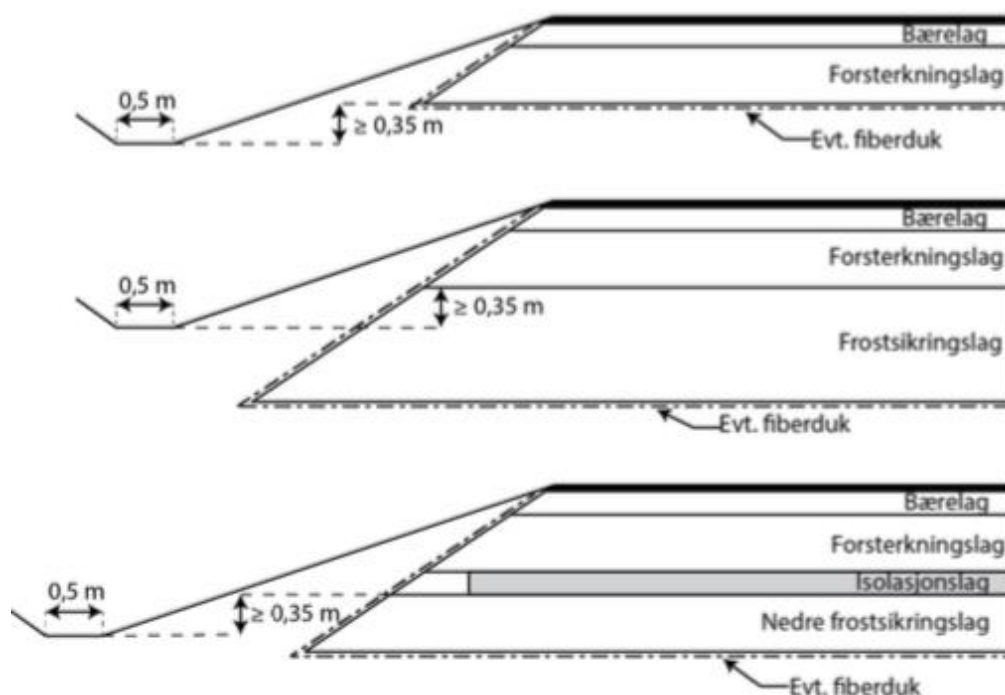
Tetningslag kan bygges f.eks. av leire eller leirholdige materialer (materialer med lav permeabilitet).

### 10.3.4 Åpent drencsystem

Hensikten med *åpne, dype sidegrøfter* er i første rekke å drenere ut vegens overbygning. Åpne sidegrøfter skal også samle opp og transportere overflatevann til avløp (kum, stikkrenne). Åpne grøfter vil også kunne gi plass til snø.

Åpne/dype grøfter skal ha en dybde 0,35 m under bunnen av forsterkningslaget, hvilket vil si at det er overbygningstykkelsen som bestemmer minste grøftebredden. Skråningshelningen mot vegbanen skal ikke være brattere enn 1:2.

Når isolasjonslag brukes som en del av frostsikringen, skal bunnen av grøfta ligge 0,35 m under isolasjonslaget. Bunnen av grøfta skal være horisontal i tverrprofilen og være 0,5 m bred, se figur 10.14. Det skal ikke stå igjen terskler i grøfta som demmer opp eller som kan lede vann inn i trauet eller overbygningen.



Figur 10.14 En åpen drencgrøft vil ha ulik utforming avhengig av hvordan overbygningen er bygget opp /1/

#### Dimensjonering og kontrollberegning

Ved kraftige eller langvarige regnskyll, og ved snøsmelting kan det bli store vannmengder og stor vannhastighet i grøfta. Åpne grøfter må derfor dimensjoneres tilstrekkelig store. Grøftene må også sikres/forsterkes for å kunne motstå erosjon og graving på grunn av stor vannhastighet, og for å hindre at vann trenger inn i vegkroppen.



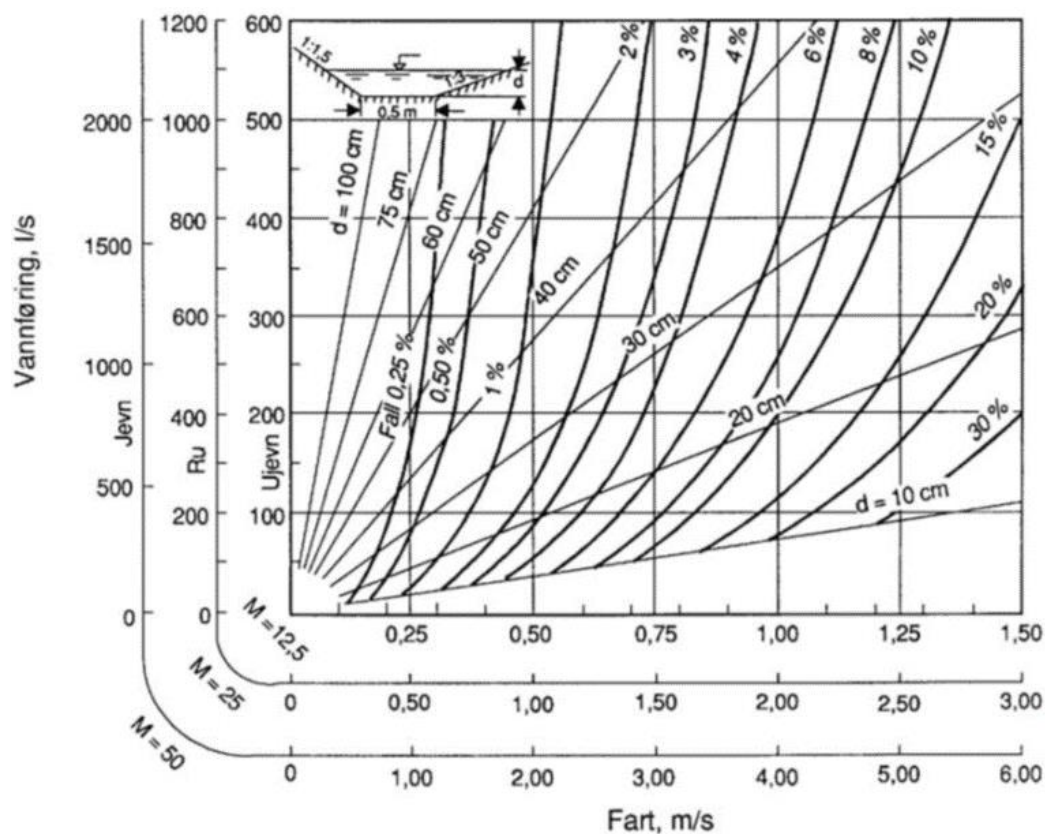
Vannet fra grøfta må skaffes avløp ved hensiktsmessig avstand mellom stikkrenner (inkl. eventuelle kummer), slik at vannet transporteres kortest mulig langs grøfta.

Vannmengdene som kan forventes, beregnes eller anslås som beskrevet i kapittel 10.5.3.

Normalprofilene som er vist i Statens vegvesens håndbøker (/1/, /3/) vil vanligvis gi tilstrekkelig kapasitet til bortledning av overvann. Kontrollberegning av kapasitet og vannhastighet bør foretas når det er store avrenningsflater og ved særlig stort eller lite lengdefall på grøfta. Lengdefall bør være minimum 5 ‰. For renner, kanaler og bekkeomlegginger foretas kontrollberegning av tverrsnittet for å sikre at de har tilstrekkelig kapasitet.

Er kapasiteten for liten bør enten grøftetverrsnittet økes, stikkrenner plasseres tettere eller det legges en egen overvannsledning.

Figur 10.15 kan benyttes til kontrollberegninger. Diagrammet gjelder for grøft med flat bunn og utforming som vist i figuren. Diagram for andre typer grøfter finnes i litteraturen.



Figur 10.15 Vannføringsdiagram (kapasitet) for grøfter med flat bunn /1/

Grøftenes vannføringskapasitet kan også beregnes ut fra formler. Statens vegvesens Håndbok N200 angir Mannings formel for å beregne grøftas kapasitet Q (i liter per sekund).

Mannings formel: 
$$Q = M \times A \times R^{2/3} \times I^{1/2} \times 1000$$

der  $Q =$  grøftas vannføring, l/s  
 $M =$  Mannings tall, m<sup>1/3</sup>/s

$A$  = tverrsnitt av grøfta,  $m^2$   
 $R$  = hydraulisk radius =  $A/P$ ,  $m$   
 $I$  = lengdefall av grøfta,  $m/m$   
 $P$  = våt omkrets av grøfta,  $m$

Mannings tall og tillatt vannhastighet for forskjellige kledningsmaterialer er vist i tabell 10.4.

Tabell 10.4 Mannings tall for grøfter, samt vannhastighet uten fare for erosjon, avhengig av kledningsmateriale /I/

Kledningsmateriale i grøft	Mannings tall, $M$ $m^{1/3}/s$	Vannhastighet uten fare for erosjon (m/s)
Betongkledning	50 – 80	2,5 – 5,0
Asfaltert dekke	60 – 75	2,0 – 5,0
Steinsetting (jevnt utlagt)	30 – 60	2,0 – 5,0
Grus	30 – 50	1,0 – 1,5
Småstein	30 – 50	1,2 – 2,0
Jord uten vegetasjon	25 – 30	0,5 – 0,8
Jord med lett vegetasjon	20 – 30	0,5 – 1,2
Ujevn steinkledning	25 – 30	1,5 – 3,0
Jord med kraftig vegetasjon	15 – 25	1,0 – 2,0
Naturlig bekk og elv	5 – 40	–

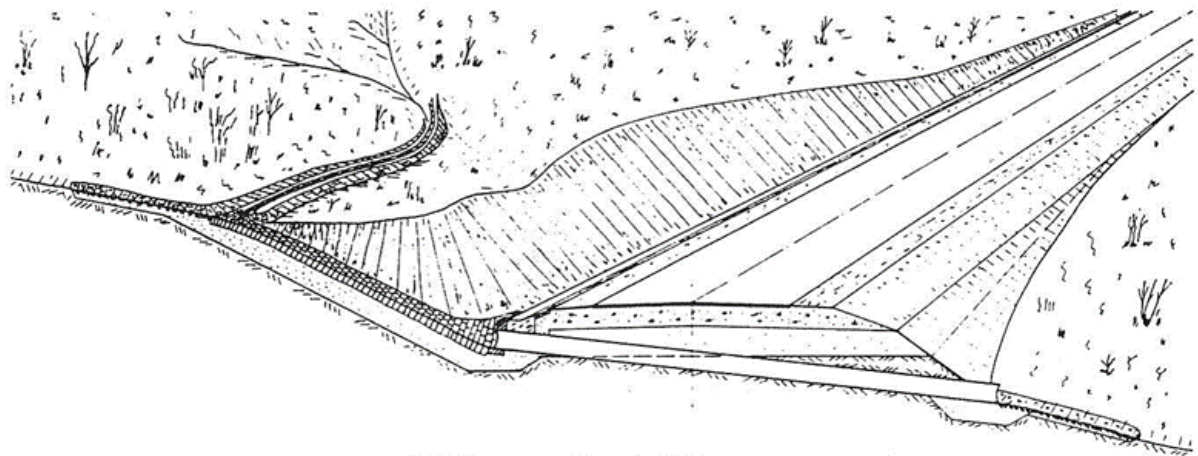


Figur 10.16 Åpen drenggrøft vil være et naturlig valg på middels og mindre trafikkerte veger utenfor tettbygde strøk (Foto: Statens vegvesen)

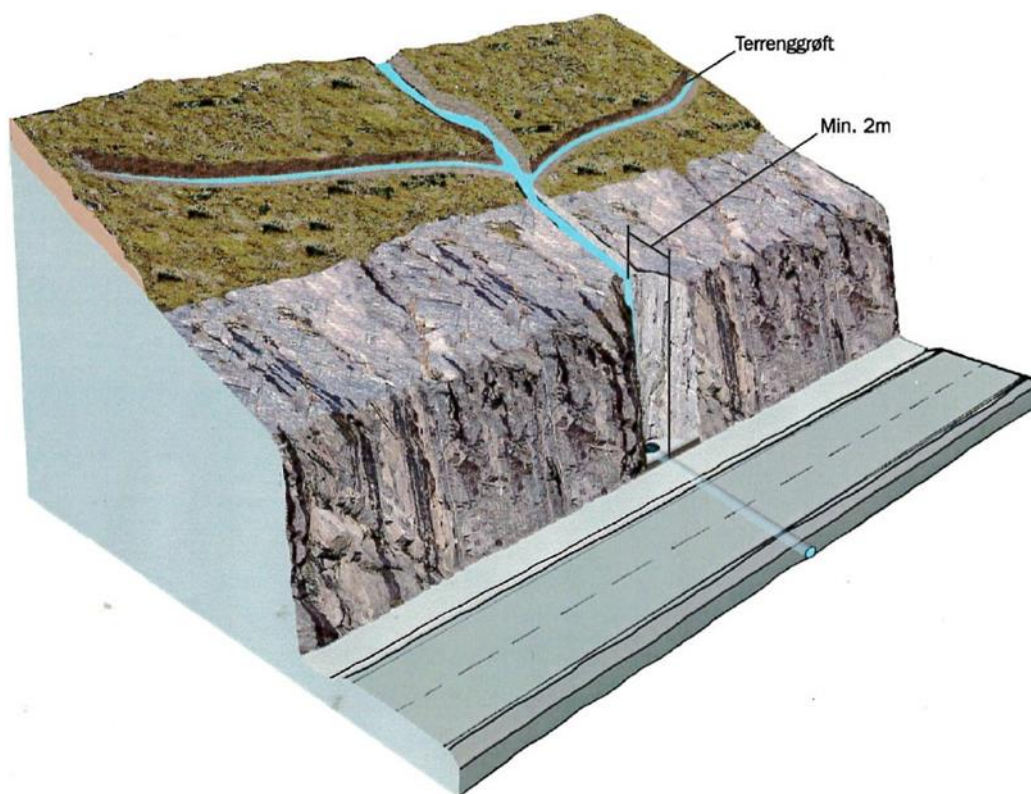
### 10.3.5 Terrenggrøfter og nedføringsrenner

Hensikten med terrenggrøfter og nedføringsrenner er å lede vannet til kontrollert avløp og unngå ukontrollert vannstrøm og erosjon/graving i vegskråninger. Dimensjonering og vurdering av behov for forsterkning (erosjonssikring) gjøres som for andre åpne grøfter, ut fra vannmengder og vannhastighet. Ved behov må terrenggrøfter bygges med tett bunn/tette sider for å hindre ukontrollert lekkasje.

Eksempler på terrenggrøfter og nedføringsrenner er vist i figurene 10.17, 10.18 og 10.19.



Figur 10.17 Terrenggrøft i jordterreng, med nedføringsrenne til grøft og stikkrenne som leder vannet bort fra vegområdet /2/



Figur 10.18 Terrenggrøft og nedføringsrenne i fjellterreng /2/

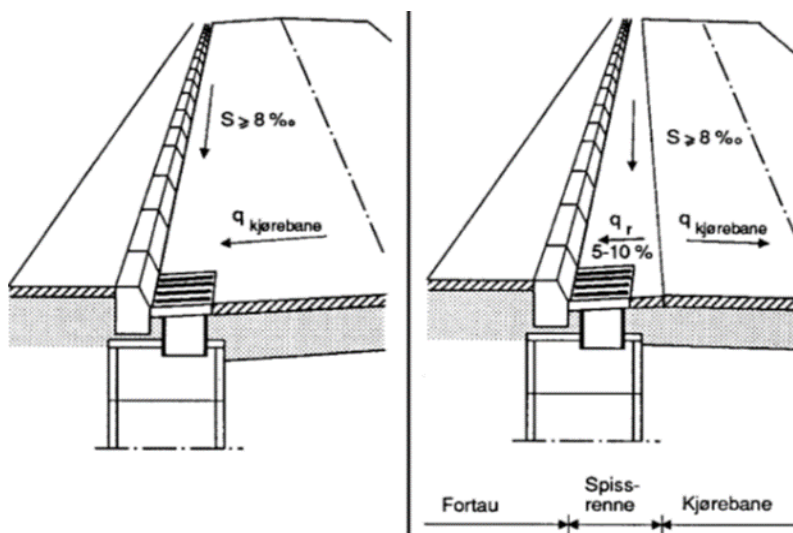


Figur 10.19 Eksempler på nedføringsrenner bygget med trappetrinn. T.v. fra Ilabekken i Trondheim, t.h. fra E39 ved Batnfjordsøra /2/

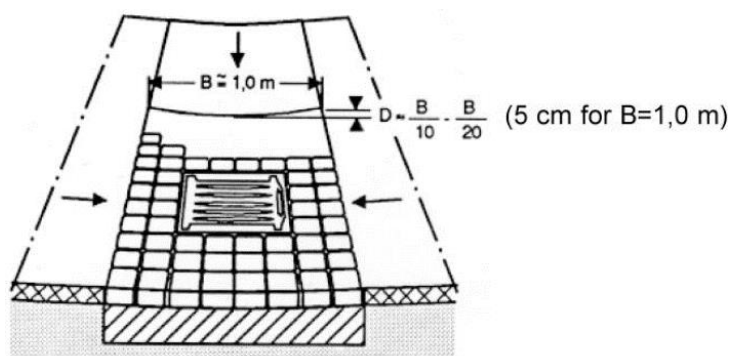
### 10.3.6 Rennestein, kantstein mv

For å få god kontroll på avrenning fra tette flater kan det være aktuelt å bygge rennestein dvs. fordypninger i overflaten i kombinasjon med hensiktsmessig fall (tverrfall og lengdefall) på den tette flaten (kjørebane mv), for å lede vannet til sluk og avløp.

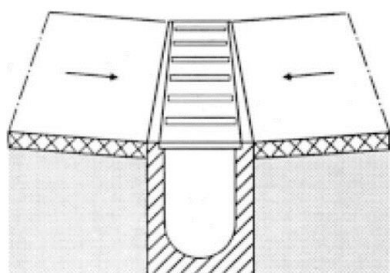
Eksempler på rennestein/kantstein, overflaterenner og kasserenner til å lede vannet mot oppsamlingssystemet (sluk, kum) er vist i figurene 10.20, 10.21 og 10.22.



Figur 10.20 Eksempler på utforming av rennestein (henholdsvis enkel rennestein og spissrenne) og plassering av sluk og kum /1/



Figur 10.21 Eksempel på grunn overflaterenne for åpne plasser /1/



Figur 10.22 Eksempel på kasserenne /1/

### 10.3.7 Lukket drensssystem

«Lukkede» drens-systemer er ofte en kombinasjon av dyp/lukket grøft som drenerer ut grunnvann fra vegkropp og sideterreng, og en grunn/åpen sidegrøft som leder bort overflatevann som skyldes nedbør og snøsmelting på vegbane og sideterreng. Den åpne sidegrøfta fungerer også som snølagringsplass.

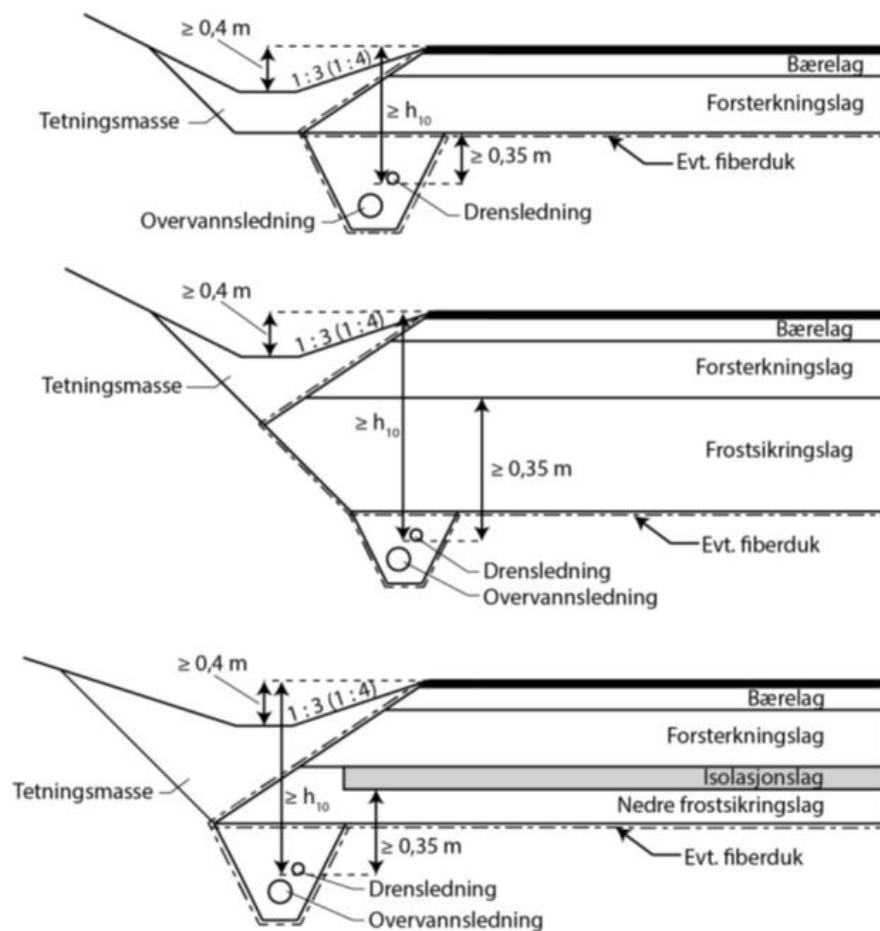
Vannet fra den grunne/åpne grøfta ledes til nedløp/kummer (sandfangkummer) og ledes bort fra vegområdet sammen med vannet fra den dype/lukkede dreneringsgrøfta (felles avløp gjennom stikkrenner). Hvis det ikke er spesielle grunner for andre løsninger, skal avløps-/overvannsledning normalt plasseres lavere enn drensledning og eventuelt andre typer ledninger.

Horisontal plassering av dreneringsgrøfter avhenger bl.a. av vegens skulderbredde og geotekniske forhold. I bebyggelse hvor det nyttes kantstein plasseres drens- og avløpsledning/overvannsledning normalt under skulder/kantstein.

Lukket dreneringsgrøft skal legges i frostfri dybde, eller frostisoleres. Frostfri dybde varierer med massetyper i vegen og med lokalt klima (frostmengder), jfr. kapittel 9.

Tetningslaget i den åpne grøfta skal hindre at overflatevann trenger ned i og inn i vegkonstruksjonen. Tetningsmasser kan f.eks. bestå av leire eller leirholdige materialer.

Eksempler på kombinerte grunne/åpne overvannsgrøfter og dype/lukkede dreneringsgrøfter er vist i figur 10.23.



Figur 10.23 Grunne overvannsgrøfter og lukket drenering /1/

### Drensledninger

Til drensledninger benyttes oftest plastrør. Rørene må ha *drensåpninger* slik at vannet kan slippe inn i ledningene, men ledningene skal ikke avgi vann underveis. Det er derfor vanlig å benytte f.eks. rør med drensåpninger på *oversiden*, mens nedre del av røret ikke har åpninger.

Tidligere har også betongrør vært benyttet. Drensrør av betong har hel vegg, men kan være utformet med drensåpninger i skjøtene (spalte mellom mufte og spissende).

Materialkvalitet og øvrige krav til rørmateriell er fastsatt i *standarder*. Standardene gir ofte en del valgmuligheter som brukeren må ta standpunkt til. Mer om krav og standarder finnes i vegnormalene /1/.

### Overvannsledninger

Overvannsledninger transporterer vannet mellom kummer og til stikkrenner. Ledningene skal hverken motta eller avgi vann underveis, annet enn gjennom kummene.

Det benyttes plastrør eller betongrør. Det eksisterer en rekke standarder på området. Også disse er nærmere omtalt i Håndbok N200 /1/.

### **Fellesanlegg med mange ledningstyper i samme grøft**

I områder med komplisert infrastruktur under vegoverflaten/terrengoverflaten kan det være vanskelig å holde rede på plassering av de ulike typer ledninger. Til hjelp for riktig plassering av ymse lednings- og kabeltyper er det etablert en egen Norsk Standard, NS 3070-1 /4/. Standarden har krav til innbyrdes avstand mellom ulike ledningstyper, samt anbefaling om plassering av ledningene i grøftesnittet, jfr. kapittel 10.8.

Det er viktig med godt samarbeid mellom etatene for planlegging og koordinering av infrastrukturen, og ikke minst dokumentasjon og registrering av utførte ledningsanlegg.

### **3D-modellering**

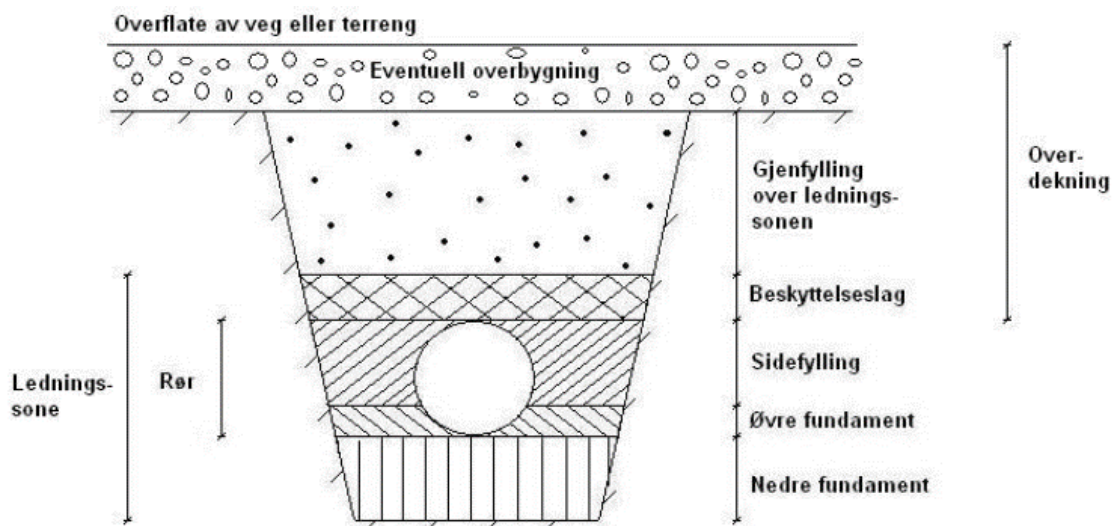
I økende grad tas 3D-modeller i bruk ved prosjektering og bygging/utførelse av ledningssystemer. Det kan bidra til bedre oversikt og mulighet for kvalitetssikring og utluking av prosjekteringsfeil på tidlig stadium (se også kapittel 10.9).

### **Utførelse, kvalitetssikring og dokumentasjon**

Ledninger legges i grøfter. Utformingen kan variere, prinsipiell oppbygging (soneinndeling) av grøftetverrsnittet er vist i figur 10.24. Plassering av eventuelt frostsikringslag (isolasjon) er ikke vist her. Det er viktig å ha fundament- og omfyllingsmasser som gir stabilt fundament, støtte og beskyttelse for rørene. Om nødvendig må grøftebunnen forsterkes for å unngå setningsskader og skade eller brudd på ledningene. I praksis brukes ofte samme massetyper til fundament, sidefylling og beskyttelseslaget over rørene.

Nærmere beskrivelser og regler for materialvalg og utførelse er gitt i Statens vegvesens håndbøker (/1/, /5/).

For kompliserte anlegg med flere ledningstyper gir NS 3070 /4/ krav til innbyrdes avstand mellom ledningstypene, og anbefaling om plassering. For anlegg med kabler og ledninger for eksterne aktører kan det være egne regler for utførelse av disse.



Figur 10.24 Soneinndeling av grøftetverrsnittet /1/

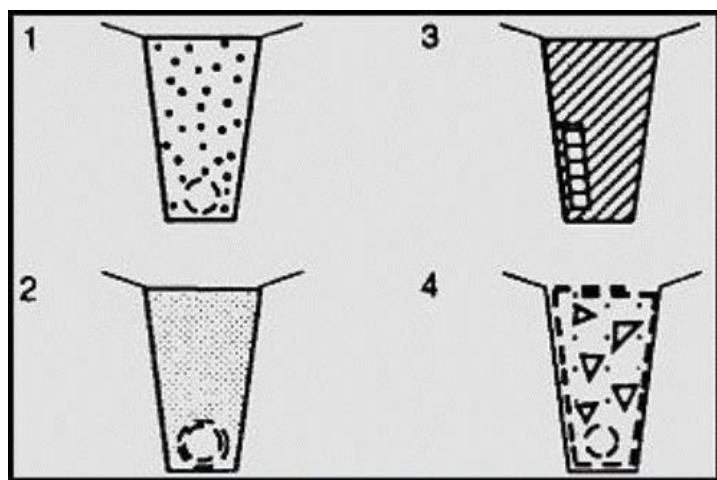
Ved ledningsarbeid er det viktig å passe på at rørene ikke skades under installasjon og omfylling/overfylling. Kvalitetssikring gjennom TV-inspeksjon, deformasjonskontroll og tetthetsprøving av hele eller deler av ledningssystemet er som regel aktuelt.

Dokumentasjon av de ferdige ledningenes kvalitet og beliggenhet er viktig. Man må ha oversikt over beliggenhet, dybde, vinklinger, koblinger mv. med tanke på mulige framtidige oppgravninger eller andre inngrep i veggen.

Grøftarbeid er ofte risikofylt, bl.a. med fare for innrasing av masse fra grøftesidene. Det foreligger forskrifter og krav/forsiktighetsregler for slikt arbeid (Arbeidstilsynet).

### **Lukkede drengrøfter med drenerende materialer**

Eksempler på lukket drengrøft der gjenfyllingsmaterialet i grøfta utgjør en vesentlig del av dreneringen, er vist i figur 10.25. Slike grøfter kan være aktuelle f.eks. ved drenering langs eksisterende veg når det ikke er mulig eller hensiktsmessig å bygge åpen/dyp sidegrøft.



Figur 10.25 Eksempler på utforming av drengrøft /1/

Utførelse nr. 1 er ofte egnet i morenemasser. Ved utførelse nr. 2 og 4 kan det brukes fiberduk i bruksklasse 2 (se kapittel 5). Gjenfyllingsmateriale og –utførelse må velges slik at duken ikke skades. Ved utførelse nr. 4 legges det fiberduk i grøfta som så fylles opp med drenerende puk. Ved grøftelengder over ca. 25 m bør rør brukes.

Ved utførelse nr. 3 blir det gravd eller frest en smal grøft hvor det legges ned et drenspanel (drenerende plastkjerne omhyllt av fiberduk). Deretter fylles grøfta igjen med de stedlige massene. Om filterkriterier, se kapittel 10.3.3.

### **10.3.8 Stikkrenner og kulverter**

Stikkrenner og kulverter skal sørge for vanngjennomløp på tvers av veggen. I dagligtale brukes ordene ofte litt om hverandre, men formelt betyr de (i Statens vegvesen):

- *stikkrenne* er vanngjennomløp på tvers av veggen med maks. 1 m fri åpning. Inn- og utløp kan være åpne, men kan også være knyttet til inn- og utløpskonstruksjoner som kummer og støtteskjold mv.
- *kulvert* er vanngjennomløp på tvers av veggen med overliggende fylling og åpent inn- og utløp, og lysåpning inntil 2,5 m. Kulvert med lysåpning større enn 2,5 m betegnes som *bru*. Kulvert med maks. 1 m fri åpning betegnes som stikkrenne (se over).



### ***Kapasitetsmessig dimensjonering***

Riktig dimensjonering av stikkrenner og kulverter er viktig for å kunne ta flomtopper og å sikre et effektivt drifts- og vedlikeholdsarbeid.

Dimensjon (innvendig diameter) og praktisk vannføringskapasitet bør alltid beregnes og kontrolleres ut fra forventede vannmengder, og ut fra at drift og vedlikehold (rensk mv) skal kunne gjennomføres effektivt. Minimumsdimensjon av hensyn til drift og vedlikehold er ca. 0,4-0,6 meter (varierer med stikkrennas lengde og utforming).

Der behov og forhold tilsier det, eksempelvis lav tilgjengelig høyde, kan det være aktuelt å legge to eller flere mindre rør i stedet for ett stort.

Beregning av *kapasitetsbehov* (vannmengder som skal håndteres) er nærmere beskrevet i kapittel 10.5. Dimensjonering av rørenes/ledningenes *vannføringskapasitet* er beskrevet i kapittel 10.6.

### ***Styrkemessig dimensjonering***

Rørmateriell til stikkrenner og kulverter må *styrkemessig* være dimensjonert til å tåle belastninger fra sidefylling og overfylling (overdekning). Rørstyrke må velges ut fra bruksområde. Stikkrenner og kulverter vil ofte gå gjennom høye fyllinger (f.eks. opptil 15-20 m), som utgjør stor belastning på rørene i «radiell» retning og i noen tilfeller også i rørenes lengderetning.

- For *betongrør* er styrkemessig dimensjonering ivaretatt ved at produsenten produserer rørene etter visse, vedtatte standarder /6/ og merker rørene med styrke i form av *maks. tillatt overfyllingshøyde*, gjennom en sertifiseringsordning (tredjeparts kontroll). Rør produsert etter andre standarder kan være aktuelle dersom de har tilsvarende kvalitetskrav og –merking.
- For *plastrør* er styrken ofte uttrykt gjennom ringstivhet (SN= Stiffness Number, gradert i ulike kategorier). Rørene produseres etter en rekke ulike standarder, avhengig av bruksområde og plasttype. Statens vegvesen har fastsatt minimum ringstivhet, aktuelle standarder og andre krav for plastrør til sine anlegg (se Håndbok N200).
- Rør av *korrugerte stålplater* til vanngjennomløp er lite benyttet i dag. Styrkemessig har de noen prinsipielle likheter med plastrør, ved at de er fleksible og at et godt resultat er avhengig av riktig omfylling og komprimering av omfyllingen, og deformasjonskontroll under arbeidet. Ulempen med stålrør til vanngjennomløp er faren for korrosjon og slitasje pga. massetransport gjennom rørene.

Dimensjonering av store, fleksible stålrør er beskrevet bl.a. i Statens vegvesens Håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging* /7/.

### ***Utførelse av stikkrenner og kulverter***

Stikkrenner og kulverter legges i prinsippet i grøfter med fundament, sidefylling og overfylling som vist i figur 10.24. Utformingen kan variere mye, bl. a. ut fra grunnforhold (fjell, jord, massenes beskaffenhet) og anleggets driftsmåte (rekkefølge av arbeidsprosesser, bygging av drencsystem før/etter bygging av vegoverbygning etc.).

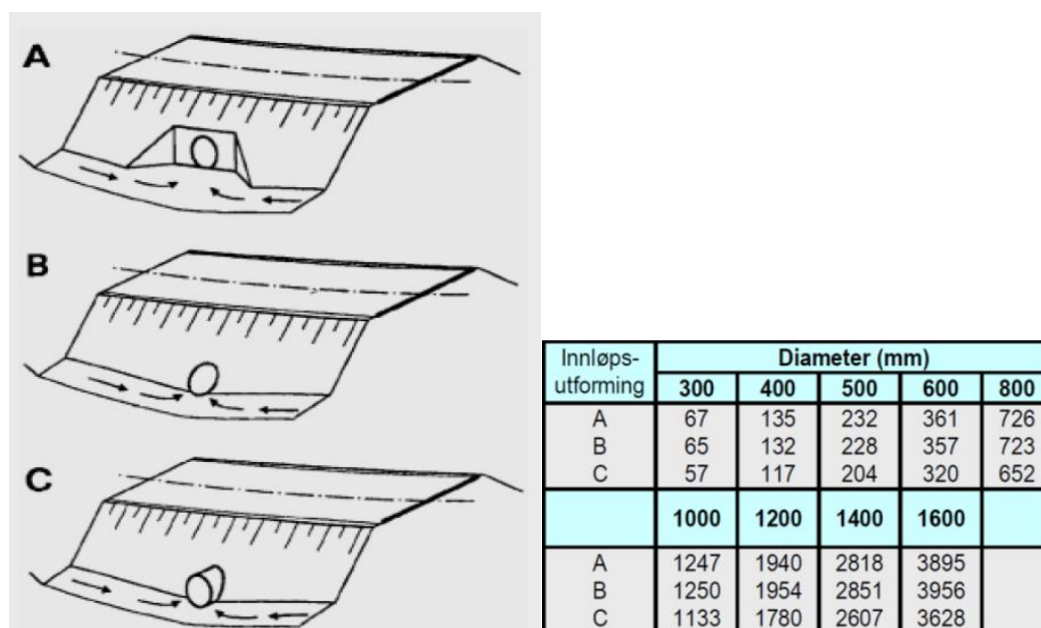
Det er viktig at fundamentet gir jevn og stabil understøttelse for rørene. Materialer til sidefylling og overfylling må velges, legges ut og komprimeres på slik måte at rørene ikke får uakseptable deformasjoner eller skader. Kvalitetssikring og kvalitetskontroll underveis er viktig.

Materialer til fundament, sidefylling og overfylling (igjenfylling av grøft) er nærmere beskrevet i håndbøkene /1/ og /5/.

### Innløps- og utløpskonstruksjoner, annet tilbehør

Ved bygging av stikkrenner og kulverter er det ofte behov for å bygge særskilte konstruksjoner ved innløp og/eller utløp, bl.a. bekkeinntak og fangdammer. Hensikten med disse kan være å:

- Gi forbedret innløpskapasitet (se figur 10.26 og kapittel 10.6 for nærmere omtale)
- Hindre at greiner, kvister, løv eller annet blokkerer innløp og forårsaker skade/erosjon
- Sikre mot erosjon/utgraving rundt og omkring vanngjennomløpet
- Sikre mot at mennesker og dyr kommer inn i stikkrenner og kulverter



Figur 10.26 Eksempel på innløpsutformingens betydning for vannføringskapasitet (tall i liter/sek)/l/



Figur 10.27 Konsekvensene av blokkert stikkrenne kan være store (Foto: Trygve Rullestad)

Nærmere beskrivelser og dimensjoneringskriterier kan bl. a. finnes i ref. /2/.

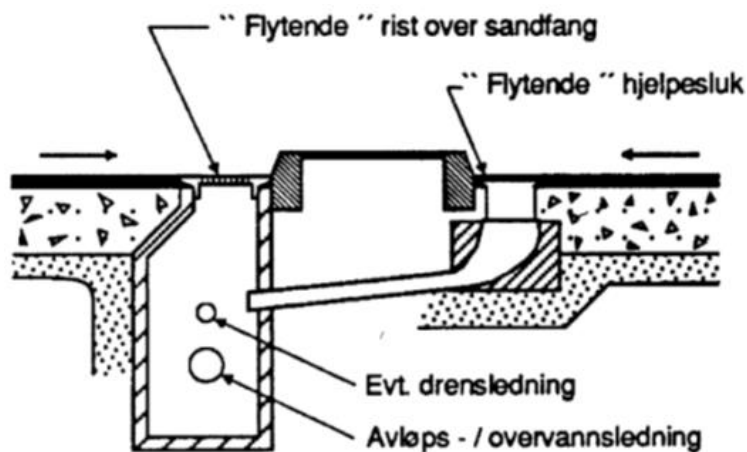
### 10.3.9 Kummer, sluk, rister og lokk

Kummer, sluk, rister og lokk samt tilbehør (bend, dykkere, skjold, hjelpesluk mv) er nødvendig for å knytte sammen de enkelte drenelementene og gi et helhetlig drencsystem, med tilpasninger i og utenfor kjørebane.

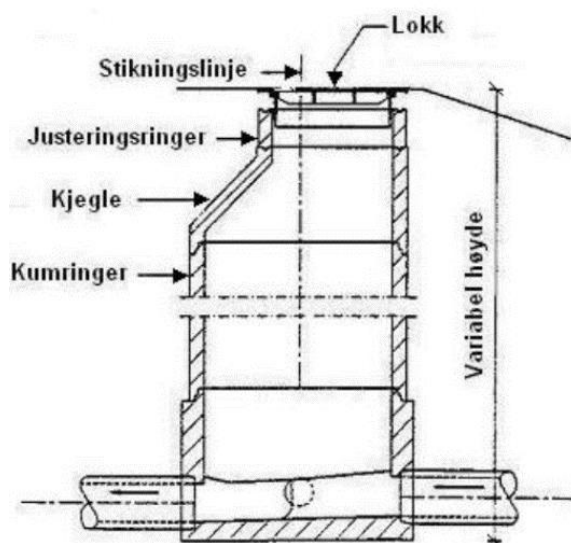
Hensikten med *kummene* er å være «mellomstasjon» for vann fra dreng- og overvannsledninger, eller fra sluk i kjørebane, før vannet ledes videre til neste kum eller til stikkrenne/avløp. Hensikten med *sluk og rister* er å lede vannet inn i *kummer*, ev. «sile» vannet så løv, kvister, søppel o.a. ikke tetter systemet.

Ved planlegging er det viktig bl.a. å passe på at systemet ikke blir «feller» for små dyr (spesielt amfibier). Hvis utformingen er slik at de kan komme inn i dreng- eller overvannssystemet, må de også ha en mulighet til å komme ut igjen.

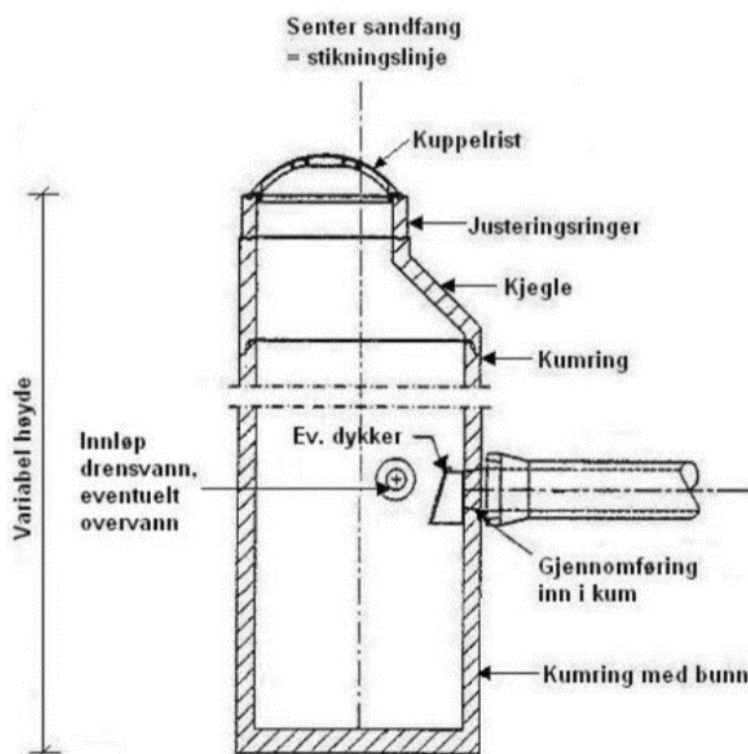
Eksempler på utforming av kummer er vist i figurene 10.28, 10.29 og 10.30.



Figur 10.28 Eksempel på kum- og sluksystem for veg eller gate med opphøyd midtdeler /1/



Figur 10.29 Eksempel på overvannskum uten sandfang, plassering i eller utenfor vegbane /1/



Figur 10.30 Eksempel på kum med sandfangrom og kuppelrist, til plassering utenfor vegbanen /1/

### **Materialtyper for kummer**

Til vegbygging skal kummer av betong tilfredsstillende krav i henhold til standard NS 3139 /8/. Der det er krav om tetthetsprøving av systemet benyttes elementer med falsskjøt og glidepakning, eventuelt innstøpt pakning.

Prefabrikerte kummer og kumelementer av plast skal tilfredsstillende krav i standard NS-EN 13598-2 /9/. Tetningselementer eller pakninger brukes ved behov (ved krav om tetthetsprøving).

### **Sluk, rister og lokk**

Til sluk og rister, kumlokk mv. i vegbane og fortau brukes vanligvis støpejernsprodukter, de betegnes ofte med samlebegrepet *gategoods*. I Norge har det vært vanlig å benytte *gategoods* av støpejern i styrkeklasse 400 kN, dvs. at de er dimensjonert for å tåle ca. 40 tonns hjullast. Dette er standardisert gjennom NS-EN 124 /10/, /11/.

Det finnes en mengde typer sluk og rister. Utforming og størrelse er tilpasset ulike formål. Noen eksempler er vist i figur 10.31.



Figur 10.31 Eksempler på rister og sluk, «gategods» (Ulefos AS, produktkatalog)

## 10.4 Fordrøyning og vannrensing

### 10.4.1 Regelverk for vannhåndtering og utslipp av vann

Regler for vannhåndtering er spredt mellom flere lover og forskrifter. Reglene er knyttet opp mot virksomheter og sektorer, samt privatrettslige emner som naboforhold og forsikring.

Sentrale deler av regelverket er:

- Vass- og avløpsanleggslova
- Forurensingsloven
  - Forurensningsforskriften
- Vannressursloven
- Plan og bygningsloven
  - Byggteknisk forskrift
- Veglova
- Sivilbeskyttelsesloven
- Naturskadelovgivningen

NOU 2015:16 «Overvann i byer og tettsteder» gir en grundig oversikt /12/. Viktige kapitler er bl.a.

- kapittel 8 *Oversikt over gjeldende regelverk for overvann*
- kapittel 10 *Krav for å hindre forurensning*

### 10.4.2 Eksempler på tiltak

#### **Fordrøyning**

Fordrøyning betyr at man bygger basseng e.l. som en del av overvannssystemet, med et volum som gjør at avrenningsintensiteten dempes og utjevnes. Resten av drencsystemet (nedstrøms i forhold til fordrøyningstiltaket) kan da ofte bygges med noe mindre dimensjoner enn det som ellers ville vært nødvendig for å ta store flomtopper.

Fordrøyning kan ofte være aktuelt å kombinere med *rensetiltak* og *infiltrasjon*.

#### **Rensing**

Rensetiltak for overvann etableres når avrenning fra veg kommer i for stor konflikt med naturverdier som vassdrag, dyre- og planteliv. Avklaringer omkring tiltaksbehovet gjøres i planfasen for nye veganlegg.

Forurenset vann fra vegen og dens omgivelser må ofte renses før det slippes ut til resipient (bekk, elv, tjern, sjø, bebygde eller dyrkede arealer). Forurensningen kan være forårsaket av trafikken, så som sot fra eksos og slitasjestøv fra vegdekke, eller forurensning fra drift av vegen

(salting av veg, tunnelvask etc). Graden av forurensning varierer med blant annet trafikkmengde, type vegdekke, piggdekkbruk, saltingsrutiner og klimaforhold.

Forurensinger kan også oppstå ved trafikkuhell f.eks. med utslipp av miljøskadelige væsker fra tankvogner (olje, diesel, bensin, giftige og etsende væsker, andre). Spesielløsninger og beredskapsrutiner kan være aktuelle for å beskytte særskilt sårbare omgivelser (drikkevannskilder, verneverdige resipienter mv).

Aktuelle renseløsninger kan være:

- vått overvannsbasseng
- infiltrasjons- og filterløsninger
- våtmark
- tekniske renselanlegg

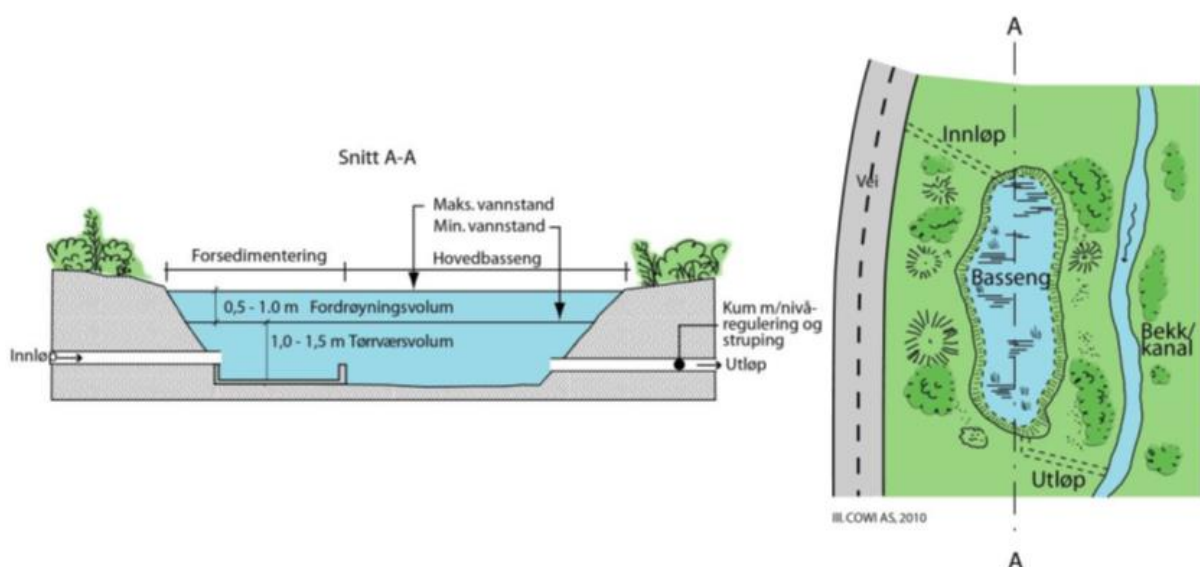
Alle de omtalte renseløsningene har høy renseseffekt og lavt tilsynsbehov, med unntak av drift av tekniske anlegg. Anleggstypene fjerner ikke vegsalt i overvannet. Renseløsninger for overvann fra veg er utfyllende beskrevet i Statens vegvesens rapport nr. 295 /13/.

Valg av type løsning vil avhenge av de stedlige forholdene. De våte løsningene (vått basseng og våtmark) forutsetter at anleggene har tett bunn for å opprettholde permanente vannspeil enten basert på stedege tette masser eller bruk av membran. Våtmark er mer arealkrevende enn vått basseng og det kan være gunstig å benytte fuktige arealer til dette formålet.

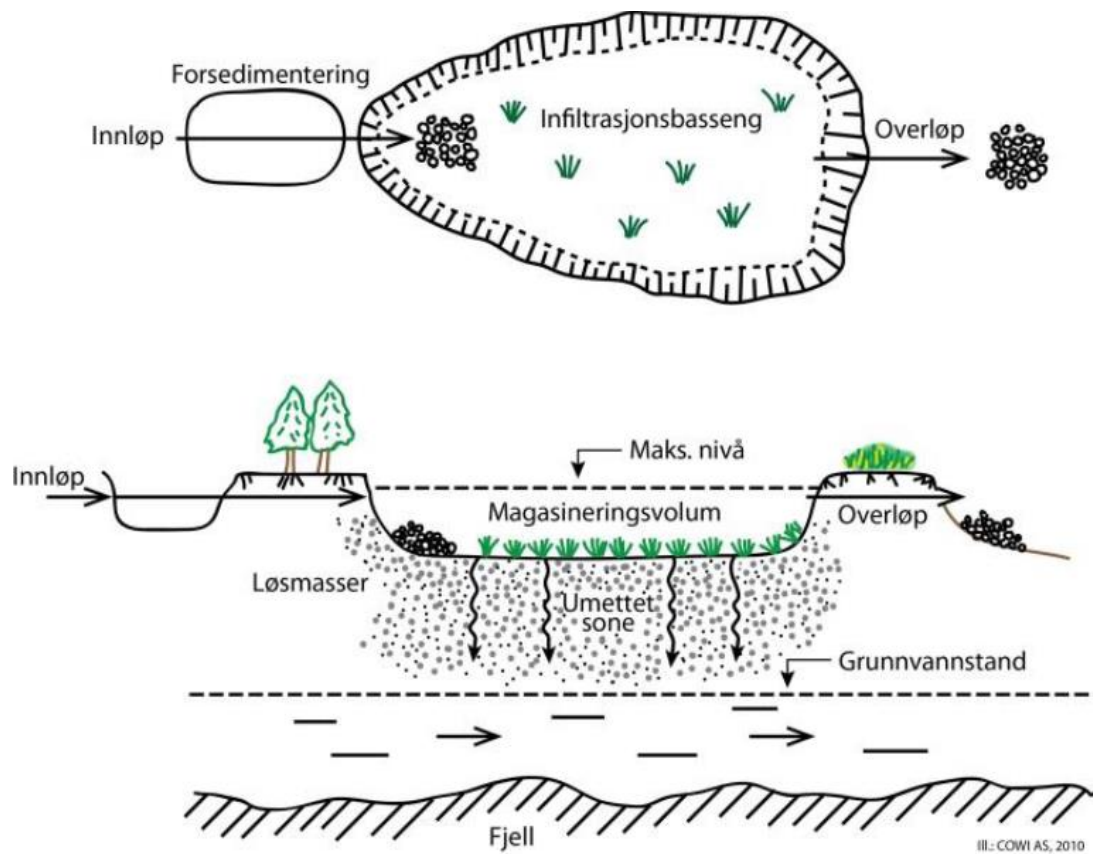
Eksempler på rensetiltak er vist i figurene 10.32 – 10.36.

### **Infiltrasjon**

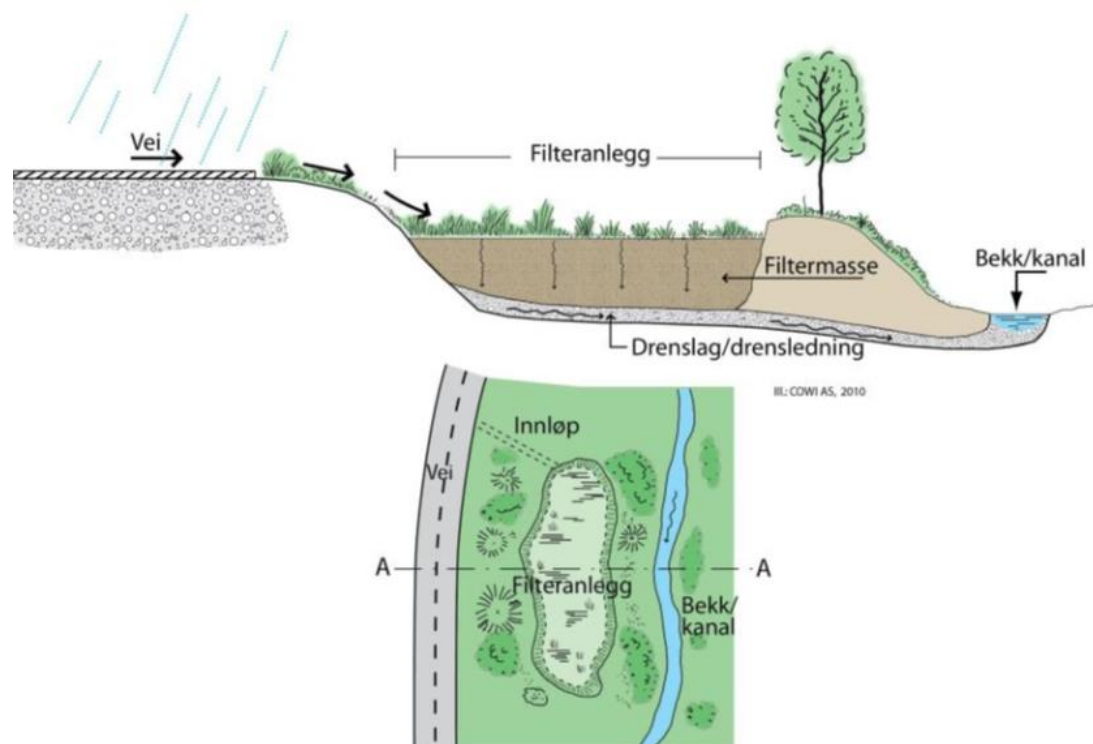
Infiltrasjonsløsning forutsetter løsmasser med tilfredsstillende infiltrasjonskapasitet (egnet korngradering). Valg av infiltrasjon forutsetter at det ikke er konflikt med andre nærliggende brukere av grunnvann (vannforsyning etc). Filteranlegg forutsetter tilkjøring av filtermasse. Tekniske renselanlegg er særlig aktuelle i byområder med arealknapphet. Her vil hensynet til annen infrastruktur og behovet for driftstilsyn påvirke løsningsvalg.



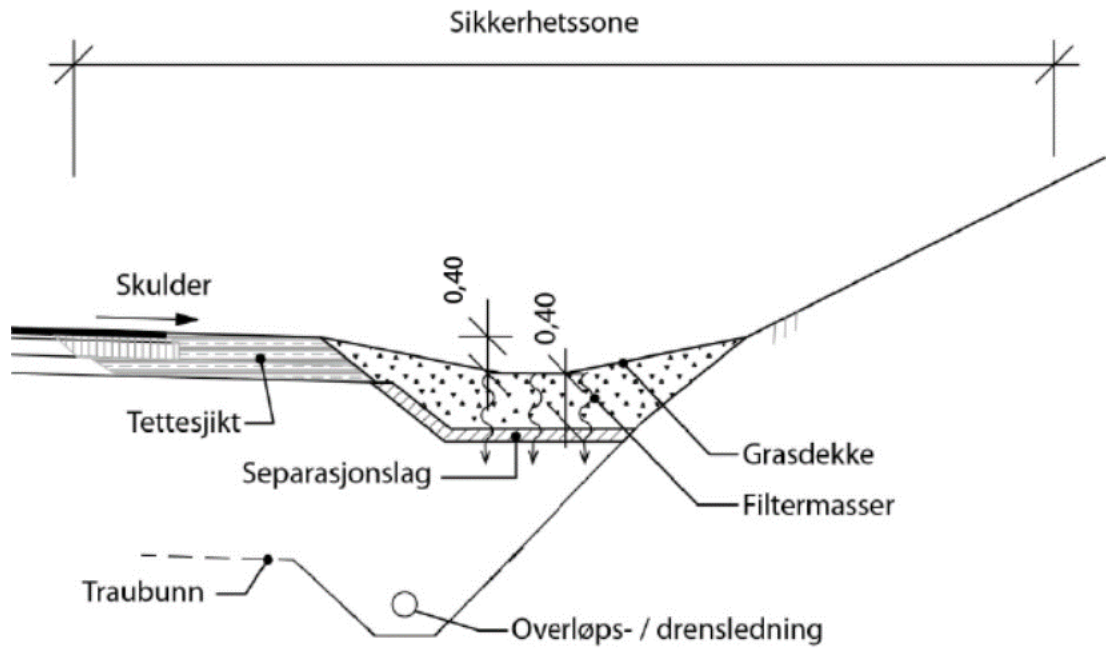
Figur 10.32 Utforming av vått overvannsbasseng /1/



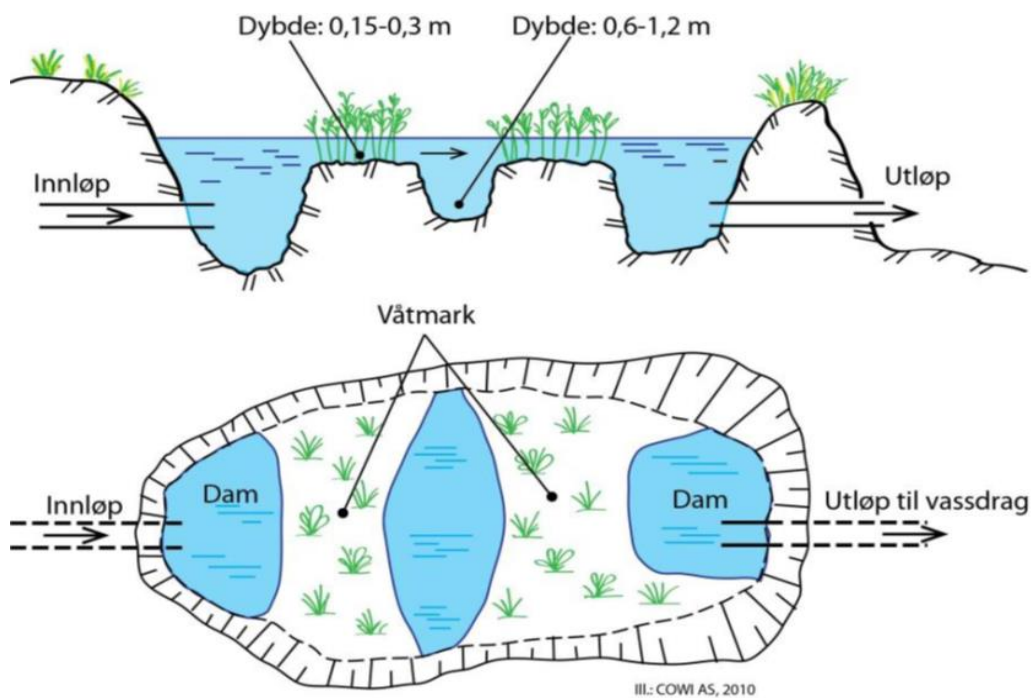
Figur 10.33 Utforming av infiltrasjonsbasseng, sett ovenfra og i snitt /1/



Figur 10.34 Utforming av åpent filterbasseng, sett ovenfra og i snitt /1/



Figur 10.35 Eksempel på utforming av infiltrasjonsgrøft /1/



Figur 10.36 Prinsippskisse av kunstig anlagt våtmark, plan og snitt (noe forregnede proporsjoner). Andelen grunne områder må være relativt stor. /1/

## 10.5 Beregning av vannmengder

### 10.5.1 Generelt

Ved dimensjonering av drens-systemet må først de *dimensjonerende vannmengder* bestemmes. Dette er ofte utfordrende og beheftet med store usikkerheter (statistiske usikkerheter mht.



variasjon i nedbør, klimaendringer mv). Når man har bestemt vannmengdene kan så *dimensjonene på selve drenelementene bestemmes* (se kapittel 10.6).

Hydraulisk dimensjonering utføres med ulike metoder:

- Forenklet dimensjonering; med bruk av minimumsdimensjoner
- Beregning av vannmengder og dimensjoner med bruk av standard formler, kjent risiko og pålitelige inngangsdata
- Spesielle beregninger; brukes ved store og kompliserte konstruksjoner der konsekvensene av feildimensjonering kan bli store

Kulverter og stikkrenner for større bekker o. l. med sterkt varierende vannføring bør alltid dimensjoneres særskilt.

Etter at et opprinnelig anlegg er dimensjonert og bygd kan det bli foretatt inngrep og endringer (snauhogst, bygging av skogsveger, lokalveger, boligfelt mv.) i tilstøtende områder slik at avrenningsforholdene endrer seg. Endringer i klimasituasjonen (mer nedbør, større nedbørintensitet) kan også føre til at anlegg som er dimensjonert for en tid tilbake, får større avrenning enn da de ble bygd.

### **10.5.2 Beregning av vannmengder ut fra målt nedbør eller målt avrenning**

#### ***Grunnlag: Målt nedbørintensitet***

Dimensjonerende vannmengder varierer med avrenningsegenskapene til nedbørfeltet. Ved dimensjonering bør det også undersøkes om det foreligger utbyggingsplaner som det må tas hensyn til i dimensjoneringen av overvannsanlegget.

I vegprosjekter blir ofte større og mindre bekker berørt slik at de må legges om eller føres i rør over en strekning. Nedslagsfeltene har varierende størrelse, opp mot 10 km<sup>2</sup> eller enda større. Det er problematisk å bestemme dimensjonerende vannføring i slike vassdrag fordi det er store usikkerheter i alle ledd i beregningsgrunnlaget.

#### ***Grunnlag: Målt avrenning, flomdata***

Dimensjonering på grunnlag av nedbørsdata alene vil ofte gi usikre resultater. For å øke sikkerheten ved valg av dimensjonerende vannføring bør det benyttes flere metoder. Registrering av vannføring i det aktuelle vassdraget vil være til god hjelp for å «kalibrere» vassdraget mot andre nærliggende vassdrag hvor det foreligger målinger over lengre tid. Da blir det mulig å utnytte statistiske data fra det målte vassdraget til sikrere bestemmelse av vannføring ved en ønsket *returperiode*. Returperiode er statistisk sannsynlighet for hvor ofte det vil inntreffe nedbør (eller flom) med en viss nedbørintensitet (eller et visst flomnivå).

Måling av korttidsnedbør som kan sammenholdes med målt nedbør i nedbørstasjoner i nærheten kan sammen med vannføringsmåling være en annen metode til å sammenlikne opptredende vannføring med statistiske nedbørdata.

Det er en fordel med så lang måleperiode som mulig og det er viktig at man får med nedbørepisoder med mye nedbør og stor vannføring. Måling kan utføres med enkle metoder, f.eks. innløpsvannstand for stikkrenner (med innløpskontroll). I en bekk/kanal med rolig strøm kan vannføringen beregnes på grunnlag av hastighet og måling av «vått» tverrsnitt.

### 10.5.3 Den rasjonelle formel for beregning av avrenning fra små felt

Ved avrenning fra felt mindre enn 2-5 km<sup>2</sup> kan det som er kalt *den rasjonelle formel* brukes. Formelen baserer seg på målt nedbørintensitet (statistiske data). Avrenningen Q (også benevnt Q<sub>dim</sub>) er gitt ved:

$$Q = C \times i \times A \times K_f$$

der Q = dimensjonerende vannføring, l/s  
C = avrenningsfaktor, ubenevnt  
i = dimensjonerende nedbørintensitet, l/(s·ha)  
A = feltareal, ha (1 hektar = 10 000 m<sup>2</sup>)  
K<sub>f</sub> = klimafaktor

#### **Avrenningsfaktoren**

Avrenningsfaktoren (C) skal velges ut fra sannsynlig arealbruk i framtida. Det vil si at dersom det er utbyggingsplaner for området så skal dette reflekteres i valget av C-verdi. Tabell 10.5 gir veiledende verdier for C. De lave verdiene brukes for regn med varighet kortere enn 1 time, og de høye verdiene for regn med varighet lenger enn 3 timer.

Tabell 10.5 Avrenningsfaktor C for ufrosset overflate, returperiode 10 år /1/

Overflatetype	Avrenningsfaktor, C
– Betong, asfalt, bart fjell og lignende	0,6 – 0,9
– Grusveger	0,3 – 0,7
– Dyrket mark og parkområder	0,2 – 0,4
– Skogsområder	0,2 – 0,5

For flate og/eller permeable overflater med lav grunnvannstand brukes de laveste verdier i tabell 10.5. Bakken har da en viss evne til å ta opp (magasinere) regnvann. For mer bratte og/eller tette overflater, eller der grunnvannsspeilet ofte går opp til overflaten, brukes de høyeste verdiene. Regn på frosset og islagt område og vannmettet grunn, f.eks. etter lengre nedbørsperioder, kan gi avrenning som for “bart fjell”.

For nedbør med returperiode lenger enn n = 10 år økes C-verdiene som vist nedenfor, opp til en maks. koeffisient C = 0,95:

n = 25 år: C økes med 10 %  
n = 50 år: C økes med 20 %  
n = 100 år: C økes med 25 %  
n = 200 år: C økes med 30 %

Ved sammensatte felt finnes først en avrenningsfaktor (C<sub>n</sub>) for hvert enkelt delfelt (areal A<sub>n</sub>). Herav beregnes så en midlere, veiet avrenningsfaktor (C) for hele feltet (totalt areal A):

$$C = (C_1 \times A_1 + \dots + C_n \times A_n) / A$$

#### **Returperiode for nedbørintensitet**

Vegnormalene /1/ fastsetter *dimensjonerende returperiode* for nedbørintensitet ut fra konstruksjonstype, sidegrøft, stikkrenner og bruer, og om det er omkjøringsmuligheter eller

ikke. Den valgte returperioden varierer fra 50 år for sidegrøfter for veger med omkjøringsmuligheter til 200 år for større konstruksjoner, som vist i tabell 10.6. For generelt om akseptkriterier, se kapittel 10.5.7.

Tabell 10.6 Returperiode (gjentakintervall) for nedbørintensitet, til bruk ved avrenningsberegning /1/

Veg-/drenelement	Valg av returperiode (n) for nedbør <sup>1)</sup>	
	Veg med omkjøringsmuligheter	Veg uten omkjøringsmuligheter
Rister, sluk, overvannsledning, terrenggrøfter - LANGS VEIEN	50 år	100 år
Kulvert, innløp, utløp, nedføringsrenne - PÅ TVERS AV VEIEN	100 år	200 år
Sikring av nye eller justerte elve- eller bekkeløp <sup>2)</sup>	100 år	200 år

<sup>1)</sup> I områder hvor overvann fra veg skal tilknyttes kommunale/lokale overvannssystemer skal kommunale/lokale dimensjoneringsregler følges.  
<sup>2)</sup> NVE skal kontaktes ved endring av vassdrag.

### Klimafaktoren ( $K_f$ )

Klimafaktor er egentlig introdusert som en «robusthetsfaktor». Den skal ta høyde for at man ikke har tilgjengelig gode nok data for korttidsnedbør og lange returperioder, samt at man ikke vet hvordan disse verdiene kommer til å utvikle seg med andre klimaforhold. For hvert prosjekt må det tas standpunkt til hvilken klimafaktor som skal brukes.

Klimafaktoren kan ha verdier fra 1,0 og oppover. For installasjoner som dimensjoneres for en forventet levetid på 100 år angir /1/ følgende verdier, avhengig av returperiode for nedbør:

$$n = 10 \text{ år: } K_f = 1,3$$

$$n = 100 \text{ år: } K_f = 1,4$$

$$n = 200 \text{ år: } K_f = 1,5$$

### Konsentrasjonstid

Konsentrasjonstiden ( $t_c$ ) er et uttrykk for hvor fort det bygger seg opp maksimal avrenning i beregningspunktet under en nedbørsituasjon, og beregnes som vist i figur 10.37.

Type felt	Konsentrasjonstid ( $t_c$ )
Naturlige felt (ikke utbygde felt, f.eks. skogsområder)	$t_c = 0,6 \times L \times H^{-0,5} + 3000 \times A_{se}$
Urbane felt (utbygde felt)	$t_c = 0,02 \times L^{1,15} \times H^{-0,39}$

der  $t_c$  = konsentrasjonstid (minutter)  
 $L$  = lengde av feltet (m)  
 $H$  = høydeforskjellen i feltet (m)  
 $A_{se}$  = andel innsjø i feltet (forholdstall)  
Lengden og høydeforskjellen i feltet regnes henholdsvis fra fjerneste punkt i feltet til utløpet og fra høyeste punkt i feltet til utløpet.

Figur 10.37 Beregning av konsentrasjonstid for ulike typer nedbørfelt /1/

Konsentrasjonstiden er avhengig av nedbørfeltets form (lengde), høydeforskjell i feltet og andel innsjø. Konsentrasjonstiden øker med feltets lengde og andel innsjø, og avtar med økende høydeforskjell (brattere terreng gir raskere avrenning).

Jo lengre konsentrasjonstid et felt har, desto lavere vil dimensjonerende nedbørintensitet bli. En forutsetning for å bruke den rasjonelle formel for beregning av maksimalavrenning er for øvrig at regnvarigheten,  $t_r$ , settes lik konsentrasjonstiden,  $t_c$ .

### Nedbørintensitet

Dimensjonerende nedbørintensitet ( $i$ ) angis i liter per sekund per hektar, l/(s·ha), og hentes ut fra tabeller eller diagram. Man må på forhånd velge returperiode (se tabell 10.6) og beregne hjelpeparameteren *konsentrasjonstid* ( $t_c$ ) for det aktuelle nedbørfeltet (se figur 10.37).

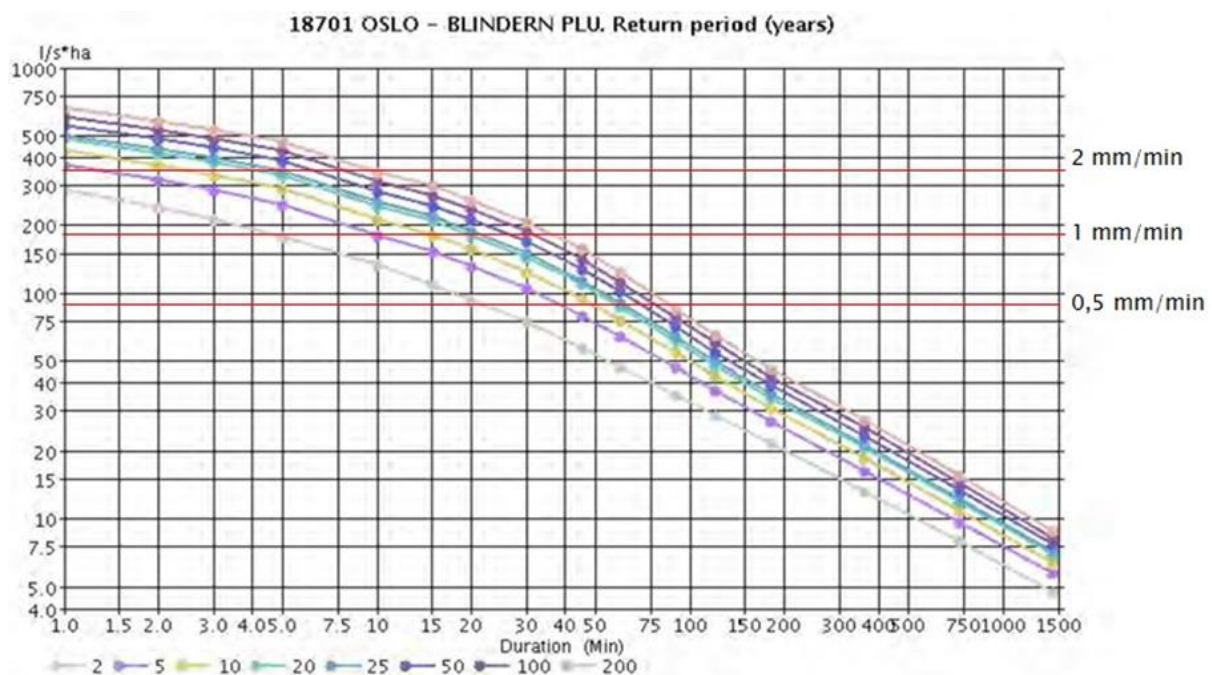
De fleste nedbørmålere i Norge er oppsatt og driftes av Meteorologisk institutt (met.no). Statens vegvesen, Jernbaneverket, Statkraft og noen kommuner har også noen målere. Nedbørintensiteter som skal benyttes ved dimensjonering av drens-system for veganlegg skal bygge på kvalitetsgodkjente data fra Meteorologisk institutt (met.no). Nedbørdata kan hentes fra eKlima (<http://eklima.no>). Opplysninger om dimensjonerende nedbørsverdier kan også hentes på [www.klimaservicesenter.no](http://www.klimaservicesenter.no).

For å velge aktuell nedbørintensitet som skal benyttes, gjelder følgende inngangsparametere:

- Returperiode i år (se tabell 10.6)
- Regnvarighet i minutter (regnvarigheten settes lik feltets konsentrasjonstid for beregning av maksimalavrenningen).

### Nedbørintensitet fra diagram (IVF-kurver) eller tabell

Dimensjonerende nedbør som funksjon av varighet presenteres ofte som en IVF-kurve (Intensitet – Varighet – Frekvens), se figur 10.38.



Figur 10.38 Eksempel på IVF-kurver for Oslo-Blindern /2/

Figur 10.38 er basert på målinger fra Blindern i perioden 1968 – 2011. Y-aksen representerer her nedbørintensiteten i nedbørsperioden i l/s\*ha (100 l/s\*ha tilsvarer 0,6 mm/min). X-aksen viser varigheten av nedbørsperioden, det vil si over hvor lang tid en skal foreta gjennomsnittsberegningen.

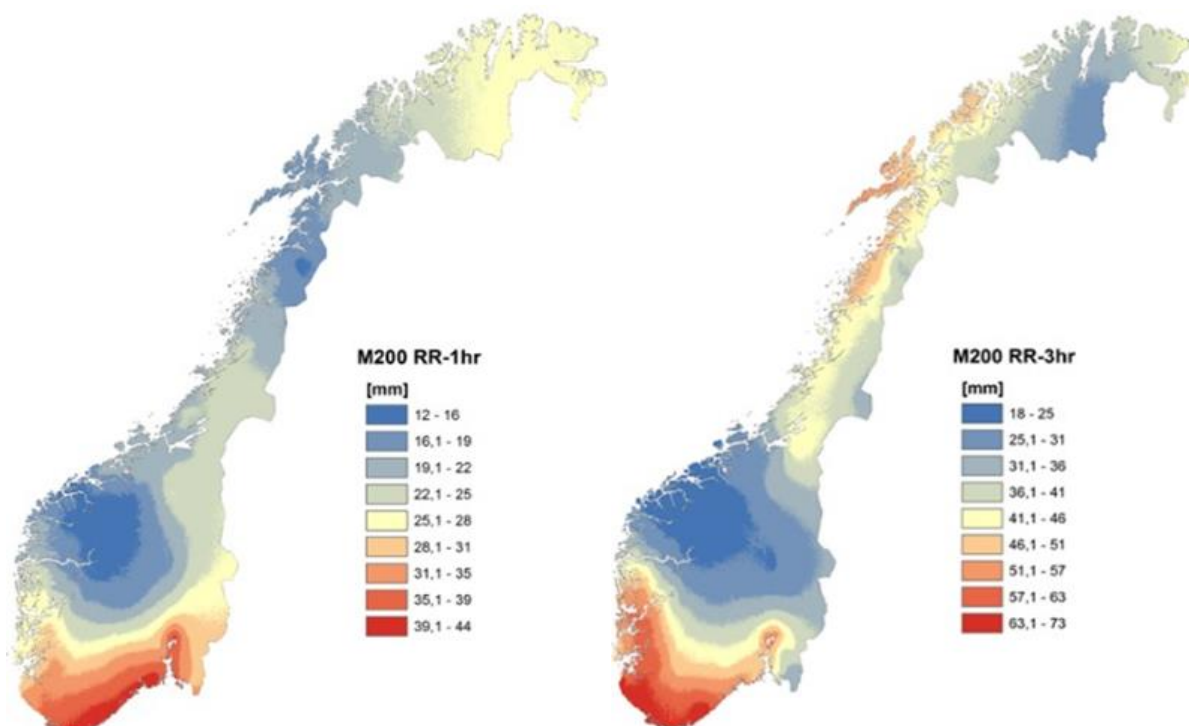
Figur 10.39 viser data i tabellform, og uttrykker i prinsippet det samme som diagrammet.

Returperioder(år); Nedbørintensitet i liter pr. sekund pr. hektar(10 000m <sup>2</sup> ) (l/s*ha)														
18701 OSLO - BLINDERN PLU														
Periode: 1968 - 2014														
Antall sesonger: 46														
År	1 min.	2 min.	3 min.	5 min.	10 min.	15 min.	20 min.	30 min.	45 min.	60 min.	180 min.	360 min.	720 min.	1440 min.
2	291,2	246,6	222,6	187,3	139,7	114,2	98,3	77,3	59,8	48,7	21,1	12,0	8,0	4,8
5	374,1	322,8	294,1	253,1	189,4	158,3	137,9	108,9	85,9	69,8	28,0	15,8	9,7	5,8
10	429,0	373,3	341,4	296,6	222,3	187,5	164,0	129,8	103,2	83,7	32,6	18,3	10,8	6,4
20	481,7	421,8	386,8	338,4	253,8	215,5	189,1	149,9	119,8	97,1	37,0	20,7	11,9	7,0
25	498,4	437,1	401,3	351,7	263,8	224,4	197,1	156,2	125,1	101,3	38,4	21,5	12,2	7,1
50	549,9	484,5	445,6	392,5	294,6	251,8	221,6	175,8	141,3	114,4	42,7	23,8	13,3	7,7
100	601,0	531,4	489,7	433,0	325,2	278,9	246,0	195,3	157,4	127,4	47,0	26,1	14,3	8,3
200	652,0	578,3	533,6	473,5	355,7	306,1	270,3	214,7	173,5	140,3	51,3	28,5	15,4	8,8

Figur 10.39 Eksempel på nedbørintensitet for målestasjon Blindern, avhengig av returperiode og regnvarighet (konsentrasjonstid) (eKlima, met.no)

### Nedbørvariasjon i Norge

Nedbørsforholdene varierer mye i Norge. Figur 10.40 viser geografisk fordeling av maksimal én times og tre timers nedbør med 200 års returperiode. Dette indikerer hvor en kan forvente de største nedbørintensitetene.



Figur 10.40 Geografisk fordeling av maksimal 1 og 3 timers nedbør med 200 års returperiode /2/

Data for praktisk bruk må alltid søkes innhentet fra lokale målestasjoner med nedbørforhold mest mulig tilsvarende forholdene ved det aktuelle veganlegg.

#### 10.5.4 Eksempel på bruk av den rasjonelle formel

Dimensjonerende vannmengde for en kulvert skal beregnes:

Valg av returperiode: Det finnes alternative omkjøringsmuligheter; fra tabell 10.6 velges  
 $n = 100$  år

For å finne nedslagsfeltets areal må man ha kart i egnet målestokk slik at nedslagsfeltet kan avgrenses og måles opp. Feltets areal er målt til

$$A = 150 \text{ ha (1,5 km}^2\text{)}$$

Avstand fra fjerneste punkt i feltet til utløpet er

$$L = 1,5 \text{ km} = 1500 \text{ m}$$

Høydeforskjellen i feltet er

$$H = 25 \text{ meter}$$

Feltet består hovedsakelig av skog, med noe dyrket mark. Det er ingen innsjøer i feltet, dvs

$$A_{se} = 0$$

Nærmeste nedbørstasjon er sjekket med Meteorologisk institutt/eKlima som har oppgitt at dette er stasjon 18701 Oslo/Blindern.

Ut fra tabell 10.5 velges en avrenningsfaktor på  $C = 0,3$ . Siden returperioden ( $n$ ) er satt til 100 år økes avrenningsfaktoren med 25 % til

$$C = 0,38$$

$n = 100$  år gir også klimafaktoren

$$K_f = 1,4$$

Tidsfaktoren bestemmes i henhold til figur 10.37:

$$t_c = 0,6 \times 1500 \times 25^{-0,5} + 3000 \times 0 = 180 \text{ minutter}$$

Returperioden ( $n$ ) er 100 år og med tidsfaktor på 180 minutter finnes dimensjonerende intensitet fra IVF-tabellen/ -kurven for Blindern (figur 10.38):

$$i = 47 \text{ liter/(sekund} \times \text{hektar)}$$

Avrenningen ( $Q$ ) korrigeret for klimaendring blir da:

$$Q = C \times i \times A \times K_f = 0,38 \times 47 \times 150 \times 1,4 = \underline{3751 \text{ liter/sekund, dvs. } 3,75 \text{ m}^3\text{/s.}}$$

#### 10.5.5 Usikkerheter ved bruk av den rasjonelle metoden

Det må tas hensyn til usikkerheter når den rasjonelle formelen benyttes, jfr. tabell 10.7.

Tabell 10.7 De viktigste usikkerheter ved bruk av den rasjonelle formelen /1/

Type usikkerhet	Kommentar, årsak til usikkerhet
Generell usikkerhet, feltstørrelse	Jo mindre feltet er desto mindre blir usikkerheten. Derfor er metoden best egnet for små felt.
Usikkerhet i frekvenskurven for nedbør	Korte dataserier gir usikkerhet for lange returperioder. De fleste stasjonene måler ikke korttidsnedbør om vinteren.
Usikkerhet i overføring av frekvenskurver for nedbørintensitet fra <i>nedbørstasjon</i> til <i>aktuelt felt</i>	Det kan være lokale forskjeller selv innenfor et relativt begrenset område.
Usikkerhet i fastsettelse av avrenningsfaktoren (C)	Faktoren avhenger av helning på feltet, innsjøareal, avstand til grunnvannet, hvor lenge regnet har vart (oppmetting av grunnen) mv.
Usikkerhet fordi frekvenskurvene for <i>nedbør</i> er forskjellige fra frekvenskurvene for <i>avrenning</i>	Det er ikke alltid en direkte sammenheng mellom nedbør og avrenning slik formelen viser.

### 10.5.6 Beregning av avrenning fra store felt

For store nedbørsfelt (større enn 10 km<sup>2</sup>) er det ønskelig å ha avrenningsmålinger, eller bygge på tidligere erfaringer fra flomsituasjoner, og sammenligne dette mot forventet nedbørutvikling. Bruk av den rasjonelle formel, som brukes ved små nedbørsfelt, har svakheter ved slike store felt.

For flomberegninger for større nedslagsfelt er det naturlig å kontakte NVE's (Norges vassdrags- og energidirektorat) nærmeste distriktskontor eller andre med hydrologisk kompetanse (rådgivende ingeniører mv).

Tiltak i vassdrag kommer inn under vannressursloven og skal utredes og behandles av NVE, ev. konsesjonsbehandles.

### 10.5.7 Akseptkriterier

#### *Returperiode for nedbørintensitet*

Akseptkriterier definerer hvor ofte en aksepterer at en veg kan ha redusert framkommelighet eller bli utsatt for skader. Indirekte akseptkriterier kan angis f.eks. som statistisk sannsynlighet (returperiode), se tabell 10.6. Den forteller *hvor ofte det inntreffer en bestemt nedbørintensitet*, som så brukes i beregningen av avrenningsmengde etter den rasjonelle formelen.

#### *Akseptkriterier for flomsituasjoner*

Akseptkriterier kan også angis mer direkte f.eks. som statistisk sannsynlighet (returperiode) for hvor ofte det vil inntreffe en bestemt flomsituasjon med fare for stengning av vegen, skade på veg og omgivelser, eller andre uønskede konsekvenser av flommen. Returperioden definerer hvor ofte dimensjonerende vannføring (beregnet flomnivå) kan overskrides. Den valgte returperioden vil være avhengig av konsekvensene ved overskridelse.

For veg bør akseptkriteriene avhenge av trafikkmengde, vegens viktighet og omkjøringsmuligheter. Dessuten er det naturlig å ta hensyn til sannsynligheten for omfattende skader på vegen eller annen infrastruktur.

Eksempel på dimensjonerende returperioder for normal- og flomsituasjonen er vist i tabell 10.8. Figuren er basert på antakelsen om at skadepotensialet er mindre (dvs. aksept for hyppigere

hendelser) dersom vannet renner i grøfter parallelt vegen enn dersom det renner i nedløpsrenner og gjennom stikkrenner/kulverter.

Tabell 10.8 Eksempel på dimensjonerende returperiode avhengig av dimensjoneringsnivå, årsdøgntrafikk (ÅDT) og type drenering /2/

ÅDT og type drenering Dimensjo- neringsnivå	ÅDT 0 - 500		ÅDT 500 - 4000		ÅDT > 4000	
	Langs- gående drenering	Stikk- renner og kulverter	Langs- gående drenering	Stikk- renner og kulverter	Langs- gående drenering	Stikk- renner og kulverter
Normalsituasjonen	10 år	25 år	10 år	50 år	25 år	100 år
Flomsituasjonen	100 år	100 år	100 år	200 år	200 år	200 år

## 10.6 Dimensjonering av kulverter og stikkrenner

### 10.6.1 Behov for sammensatte beregninger

Vannveier i terrenget og kulverter fungerer som et sammensatt system med vannføring og massetransportforhold som varierer over tid. Det er derfor viktig at kulverter ikke vurderes isolert, men sammen med forhold oppstrøms og nedstrøms langs vannveien.

Dimensjonering og kontrollberegning av åpne grøfter er beskrevet i kapittel 10.3. Dette vil også ha en viss gyldighet for åpne kanaler (støpte, murte mv), men omtales ikke nærmere her.

Kapasiteten til en kulvert eller stikkrenne avhenger av hvordan vannet strømmer gjennom den. En fullstendig teoretisk analyse av hydrauliske forhold for en kulvert er komplisert og tidkrevende, og brukes i praksis sjelden for vanngjennomløp knyttet til veg. For vanlige utforminger kan forenklete beregningsmetoder brukes (diagrammer mv). For mer kompliserte tilfeller anbefales det å bruke hydraulisk programvare.

### 10.6.2 Noen strømningstekniske begreper

Ved stasjonær strømning, som er strømning hvor både hastighet og vannstand er konstant med tiden, er det to hovedtyper av strømning:

- *Underkritisk* strømning (rolig strømmende)
- *Overkritisk* strømning (strykende)

I overkritisk strømning kan ikke bølger og andre forstyrrelser forplante seg oppover bekke-/elveløpet, men det kan de ved underkritisk strømning. Som et første holdepunkt på om strømningen er underkritisk, kan en observere om ringene som dannes når en gjenstand kastes ut i strømmen forplanter seg oppover.

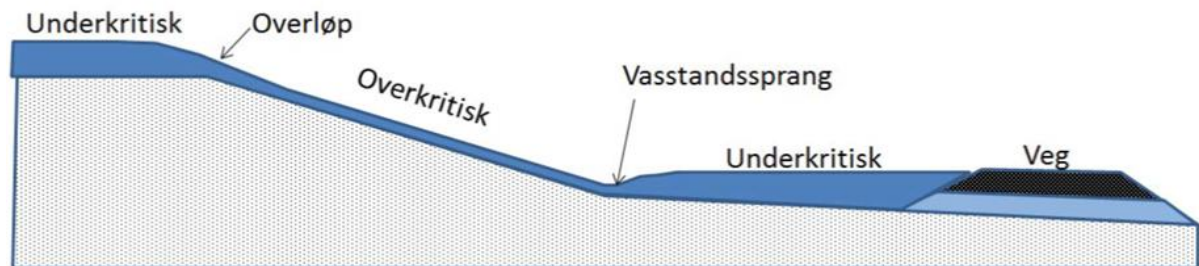
Overgangen fra underkritisk til overkritisk strømning skjer gradvis ved at vannet strømmer over en terskel. Fra overkritisk til underkritisk strømning skjer overgangen brått ved et såkalt vannstandssprang. Forståelsen av hvordan vannstandssprang opptrer og hvor de forekommer, er viktig for å forstå kapasiteten til nedløp og stikkrenner, og for å vite hvor det er viktig med ekstra erosjonssikring.

Figur 10.41 viser en prinsippskisse med en kanal (nedføringsrenne) som starter i et slakt terreng, deretter får den en større helling (nedover skjæringsskråningen) og blir slakere igjen før vegen. I de to slake partiene er det underkritisk strømning og i det bratte partiet er strømningen overkritisk. I overgangen mellom slakt og bratt terreng skjer det en gradvis overgang til større



hastighet og mindre strømningsdybde, mens det i overgangen mellom bratt og slakt terreng vil være et vannstandssprang.

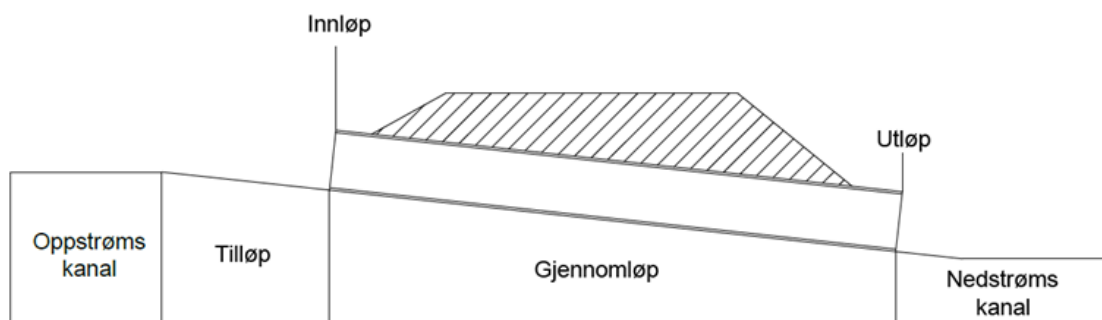
Grundigere beskrivelse av eksempler og strømnings teknisk teori er gitt i litteraturen /2/.



Figur 10.41 Prinsippkisse som viser strømning i en kanal (nedføringsrenne e.l.) mot en veg og hvor en finner underkritisk strømning, overkritisk strømning og vannstandssprang /2/

### 10.6.3 Kulvertstrømning, hydraulisk kontroll

Det er viktig å forstå hvordan vann oppfører seg i et lukket løp, avhengig av oppstrøms og nedstrøms forhold, og avhengig av utformingen av selve kulverten. Figur 10.42 viser de forskjellige hoveddelene av en kulvert. I de etterfølgende avsnitt blir hovedtrekk ved strømningssituasjoner og dimensjoneringsmåter gjennomgått.



Figur 10.42 Hoveddelene av en stikkrenne eller kulvert. Oppstrøms kanal kan være f.eks. vegens sidegrøft eller nedføringsrenne i skråning /2/

Hydraulisk kontroll er et viktig begrep ved dimensjonering av kulverter. Under lav vannføring vil de fleste kulverter fungere som en kanal med fritt vannspeil. Ved større vannføring vil en større del av kulverten være fylt. Da vil kapasiteten bestemmes av hvilken del av kulverten som begrenser kapasiteten. Den delen som begrenser kapasiteten kalles *det kritiske snitt*.

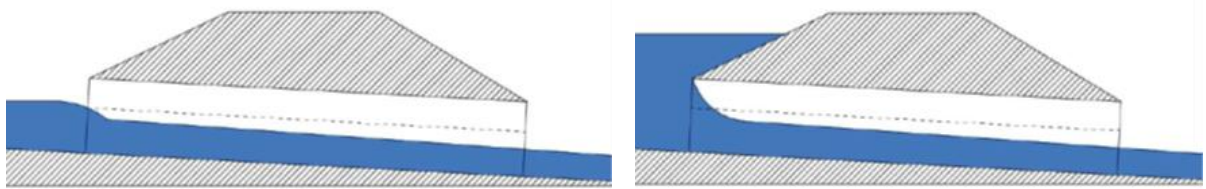
Der kritisk snitt befinner seg ved innløpet har man *innløpskontroll*, og kapasiteten begrenses av innløpets utforming. Der kritisk snitt befinner seg ved utløpet har man *utløpskontroll*, og kapasiteten påvirkes av energitap langs hele kulverten, eller forhold nedstrøms.

#### Innløpskontroll

Innløpskontroll oppstår der *innløpet fører vann mindre effektivt enn gjennomløpet*, og der kritisk snitt er nært innløpet. Innløpsutforming, tverrsnittsareal, oppstrøms vannstand og vannhastighet er avgjørende for kapasiteten. Strømningen i kulverten er *overkritisk* og har høy hastighet. Forholdene i selve gjennomløpet og nedstrøms påvirker derfor ikke kapasiteten.

Energitalpet som bestemmer kapasiteten er knyttet til retningsendring på vannet og innsnevring av strømningsstverrsnittet ved innløpet.

*Innløpskontroll er vanlig for bratte og korte kulverter. Ved innløpskontroll kan man i prinsippet ha to forskjellige strømningsstyper, som skissert i figur 10.43.*



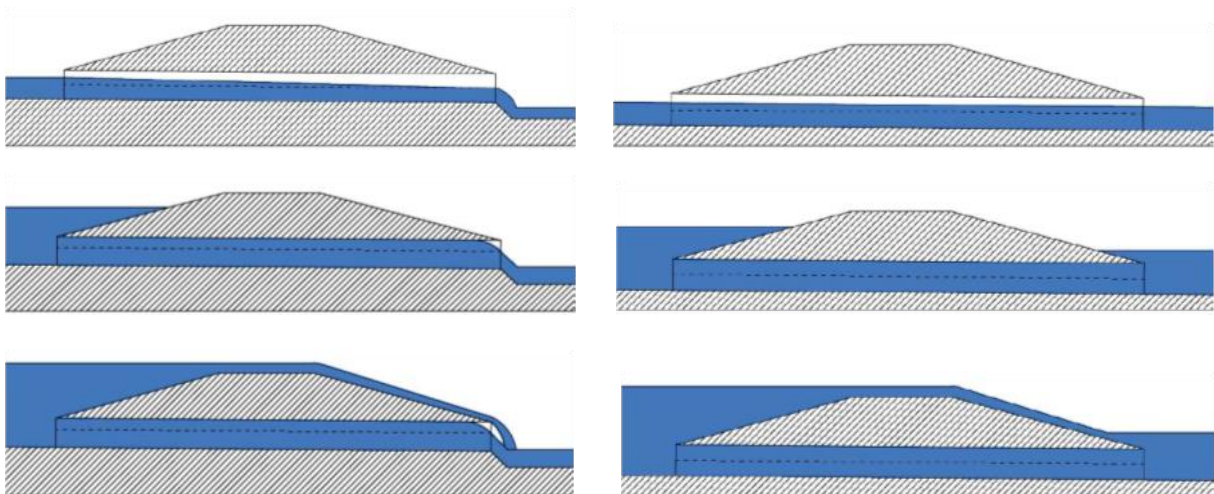
Figur 10.43 *Innløpskontroll, strømnings situasjon henholdsvis med fritt vannspeil ved innløp (til venstre) og med dykket innløp (til høyre) /2/*

Ved *innløpskontroll med fritt vannspeil* ved innløpet vil det kritiske snittet ligge ved innløpet, og strømmingen er overkritisk gjennom kulverten. Vannstanden avhenger av innløpsutformingen og påvirkes ikke av nedstrøms forhold. Denne strømningsstypen medfører liten fare for skade på vegfyllingen. Vannet kan stige noe over toppen av innløpet før det dykkes.

Ved *innløpskontroll med dykket innløp* vil det kritiske snittet ligge ved innløpet, og strømmingen er overkritisk gjennom kulverten. Vannstanden avhenger av innløpsutformingen og påvirkes ikke av nedstrøms forhold. Denne strømningsstypen medfører fare for skade på vegfyllingen. Dersom det dimensjoneres for denne strømningsstypen, bør fyllingen derfor sikres mot vanninntregning og erosjon ved innløpet.

### **Utløpskontroll**

Utløpskontroll oppstår der selve *gjennomløpet fører vann mindre effektivt enn innløpet*, og kritisk snitt befinner seg nær utløpet, eller nedstrøms for kulverten. Strømmingen i kulverten er *underkritisk*, og vannhastigheten er lav. Innløpsutforming, tverrsnittsareal, helning, lengde og ruhet av gjennomløpet samt oppstrøms og nedstrøms vannstand er avgjørende for kapasiteten. *Utløpskontroll er vanligst for lange, slake kulverter* med høy ruhet, og/eller der man har høy vannstand ved utløpet. For utløpskontroll kan man få ulike strømningsstyper, som skissert i figur 10.44.



Figur 10.44 *Utløpskontroll, ulike strømnings situasjoner /2/*

De tre delfigurene til venstre har strømnings situasjon med utløpskontroll og *kritisk snitt ved utløpet*. Den øverste har fritt vannspeil. Ved lav vannføring vil det være liten risiko for skade på vegfyllingen, men det kan være fare for erosjon nedenfor utløpet. I de to nederste figurene er det trykkstrømning med full kulvert som gir høy vannstand ved innløpet. Det vil være fare for erosjon ved utløpet og nedstrøms. Den nederste situasjonen med overløp over fyllingen kan ofte medføre større skader, og fare for erosjon og utglidning på nedstrøms side av fyllingen.

Strømnings situasjonene i delfigurene til høyre har *kritisk snitt nedstrøms for utløpet*. Det skjer typisk der det er et hinder i vannveien, eller der oppstuvning fra et større vassdrag fyller utløpet under flom. Ved lav vannføring med fritt vannspeil som i den øverste delfiguren vil det være liten fare for skader på vegfyllingen, og generelt liten fare for erosjon nedenfor utløpet. De to nederste figurene viser situasjon med trykkstrømning og fare for vanninntrengning i fyllingen. Situasjonen vist nederst, med vannet i overløp over fyllingen, kan ofte medføre større skader, og fare for erosjon og utglidninger på nedstrøms side av fyllingen.

#### 10.6.4 Kapasitetsberegning, generelt

Kulverter dimensjoneres ved å bestemme størrelse og utforming slik at kulvertens kapasitet håndterer den dimensjonerende vannføringen fra nedbørsfeltet. Samtidig må man ta hensyn til sikkerheten både ved kulverten og langs vannveien. Dimensjoneringen må derfor ta hensyn til følgende:

- Forholdet mellom dimensjonerende vannføring og kapasitet for valgt kulvertutforming
- Bestemmelse av vanndybde ved innløp slik at fyllingens sikkerhet er ivarettatt
- Bestemmelse av vannhastighet med hensyn til erosjon og massetransport
- Vurdering av massetransport og fare for gjentetting

Disse punktene kan påvirkes av forhold både oppstrøms og nedstrøms for selve kulverten. En dimensjonering av kulverten bør derfor omfatte vurderinger av oppstrøms og nedstrøms kanal (grøfter mv). Dette gjelder særlig forhold knyttet til vannhastighet og massetransport. Motsatt er det også viktig å vurdere vannveier som en helhet, og vurdere hvordan den valgte løsning påvirker strømningsforholdene resten av vannveien.

#### *Dimensjonerende kapasitet og vanndybde*

Kulvertens dimensjonerende kapasitet  $Q_{kap}$  må være større enn eller lik den dimensjonerende avrenningen fra nedbørsfeltet  $Q_{dim}$  (se kapittel 10.5.3/10.5.4).

Det er viktig å sikre at en vegfylling ikke tar skade av vanninntrengning på oppstrøms side, og at vannet ikke ledes ut av vannveien. Generelt anbefales det at oppstrøms vannstand ( $y_i$ ) ikke overstiger toppen av innløpet.

#### *Vannhastighet*

Vannhastigheten kan øke kapasiteten, men medfører også fare for erosjon og vannstandssprang. Det er derfor viktig å vurdere vannhastigheten langs vannveien. Hindre i vannveien, som kan skape vannstandssprang, kan oppstå ved erosjon eller masseavlagring. Dersom et vannstandssprang oppstår nær innløpet eller i gjennomløpet kan dette føre til at vanndybden ved innløpet økes betydelig. Det vil skape stor turbulens i vannet og redusere kapasiteten. Dersom det er ønskelig å skape et vannstandssprang for å sedimentere masser, bør det derfor skje i god avstand fra innløpet.

En optimal utforming sikrer at vannhastigheten er stor nok til å øke kapasiteten og samtidig transportere mindre sedimenter, uten at det oppstår erosjon eller vannstandssprang.

### 10.6.5 Kapasitetsberegning ved innløpskontroll

Ved dimensjonering av kulverter anbefales det generelt at kulverten utformes for å ha innløpskontroll ved dimensjonerende vannføring. Det er flere grunner til dette:

- God kapasitet på grunn av høy vannhastighet i gjennomløpet
- Reservekapasitet dersom vannstanden oppstrøms stiger over kulvertinnløpet
- Fritt vannspeil og overkritisk strømning øker sjansen for å spyle gjennom både sedimenter og drivgods

Ved innløpskontroll vil strømmingen ved innløpet være komplisert, og kan ikke beregnes direkte på en enkel måte. Beregningsmetodene for kulvertkapasitet er derfor basert på modellforsøk med forskjellige innløpstyper. Modellforsøkene gir dimensjonsløse forhold mellom oppstrøms energihøyde og kapasitet, som kan brukes til å beregne den aktuelle kulvertens kapasitet ved hjelp av dimensjonsløse kapasitetsdiagram.

Dimensjonsløs kapasitetsberegning har to fordeler:

1. Dimensjonsløse verdier gjør at resultatene kan skaleres opp til enhver dimensjon, slik at man kun trenger én kurve for hver innløpsutforming.
2. Siden diagrammene inneholder oppstrøms energi  $E_i$  kan man skille mellom vanddybde og hastighetsenergi ved kapasitetsberegning.

#### *Dimensjonsløse kapasitetsdiagram*

Dimensjonsløs vannføring  $Q^*$  og dimensjonsløs energihøyde  $E^*$  er definert som følger:

$$\text{Dimensjonsløs vannføring} \quad Q^* = \frac{Q_{\text{kap}}}{AD^{0,5}} \left[ \frac{\text{m}^{0,5}}{\text{s}} \right]$$

$$\text{Dimensjonsløs energihøyde} \quad E^* = \frac{E_i}{D} [-]$$

der  $Q_{\text{kap}}$  = kulvertens kapasitet ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$A$  = kulvertens gjennomstrømningsareal ( $\text{m}^2$ )

$D$  = kulvertens høyde (m)

Merknad: For at  $Q^*$  skal bli dimensjonsløs må egentlig  $g^{0,5}$  legges til i nevneren ( $g$  = tyngdeakselerasjonen =  $9,81 \text{ m/s}^2$ ), men er utelatt her fordi den gir små tall og økt sjanse for avlesningsfeil i diagrammene, og fordi den ikke endrer forholdet mellom ulike dimensjoner.

$E_i = y_i + V_i^2 / 2g$  = energihøyde ved innløpet (m)

$y_i$  = vanddybde ved innløpet (m)

$V_i$  = vannhastighet ved innløpet (m/s)

$g$  = tyngdeakselerasjonen = konstant =  $9,81 \text{ (m/s}^2)$

Et eksempel på dimensjonsløst kapasitetsdiagram er vist i figur 10.45.

Framgangsmåte ved bruk av dimensjonsløse kapasitetsdiagram:

- 1) Anta dimensjon  $D$  (innvendig rørdiameter) og utforming av innløpet. Ut fra antatt dimensjon finnes tverrsnittsarealet  $A = \pi \cdot (D/2)^2$
- 2) Finn  $Q^*$  ut fra  $Q_{\text{dim}}$  og innløpets diameter og tverrsnitt,  $Q^* = Q_{\text{dim}} / AD^{0,5}$

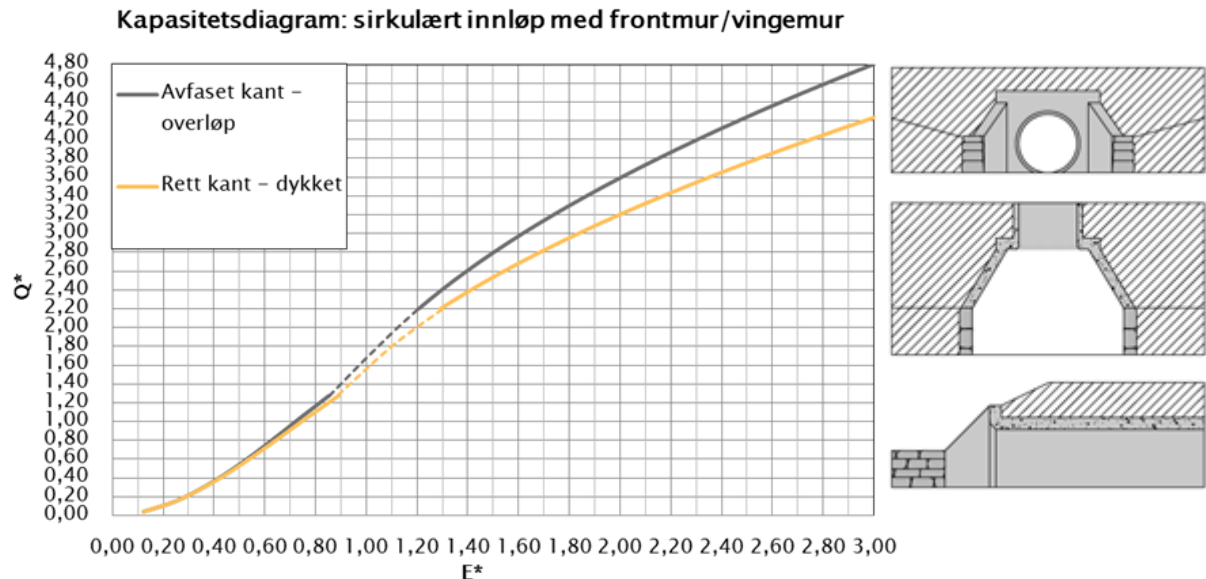
- 3) Finn korresponderende dimensjonsløs energihøyde ved innløpet ved bruk av kurven. Hvis aktuelt, trekk fra hastighetsenergien for å finne vanddybde ved innløpet:

$$y_i = E_i - V_i^2/2g$$

Hvis vannhastigheten neglisjeres er  $y_i = E_i$

- 4) Kontrollér vanddybde ved innløpet ( $y_i$ )

Hvis  $y_i < \text{krav}$  er dimensjoneringen OK. Hvis  $y_i > \text{krav}$ ; velg større kulvertdiameter og/eller mer effektiv innløpsutforming og gjenta beregningen.



Figur 10.45 Eksempel på dimensjonsløst kapasitetsdiagram for kulvert med sirkulært innløp og frontmur/vingemur /2/

### 10.6.6 Eksempel på bruk av dimensjonsløst kapasitetsdiagram

Det skal beregnes nødvendig rørstørrelse for et sirkulært betongrør der innløpet har frontmur med høyde 0,5 m over kulvertinnløpets overkant.

Dimensjonerende vannføring fra nedbørfelt er beregnet etter reglene i kapittel 10.5.3:

$$Q_{\text{dim}} = 2,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### Beregning nr. 1:

Antar:  $D = 1000 \text{ mm} = 1,0 \text{ m}$

$$Q_{\text{kap}} = Q_{\text{dim}}$$

Beregner:  $A = \pi \cdot (D/2)^2 = 3,14 \cdot (0,5)^2 = 0,785 \text{ m}^2$

$$Q^* = \frac{Q_{\text{kap}}}{AD^{0,5}} = \frac{2,8}{0,785 \cdot (1,0)^{0,5}} = 3,57$$

Dimensjonsløs energihøyde leses så fra aktuelt kapasitetsdiagram, se figur 10.46:

$$E^* = 2,00 = E_i/D$$

som gir  $E_i = E^* \cdot D = 2,00 \cdot 1,0 \text{ m} = 2,0 \text{ m}$

Antar:  $V = 0$  (dvs. neglisjerer vannhastigheten)

som gir  $y_i = E_i = 2,0 \text{ m}$

Vanndybden ved innløpet er altså 2,0 m og dermed 0,5 m høyere enn frontmuren (som er 0,5 m over innløpet). Det er fare for skade på vegfyllinga.

Man bør derfor velge en større kulvertdiameter og utføre ny beregning.

**Beregning nr. 2:**

Antar:  $D = 1400 \text{ mm} = 1,4 \text{ m}$   
 $Q_{\text{kap}} = Q_{\text{dim}}$

Beregner:  $A = \pi \cdot (D/2)^2 = 3,14 \cdot (0,7)^2 = 1,54 \text{ m}^2$

$$Q^* = \frac{Q_{\text{kap}}}{AD^{0,5}} = \frac{2,8}{1,5386 \cdot (1,4)^{0,5}} = 1,54$$

Dimensjonsløs energihøyde leses så fra aktuelt kapasitetsdiagram, se figur 10.46:

$$E^* = 0,98 = E_i/D$$

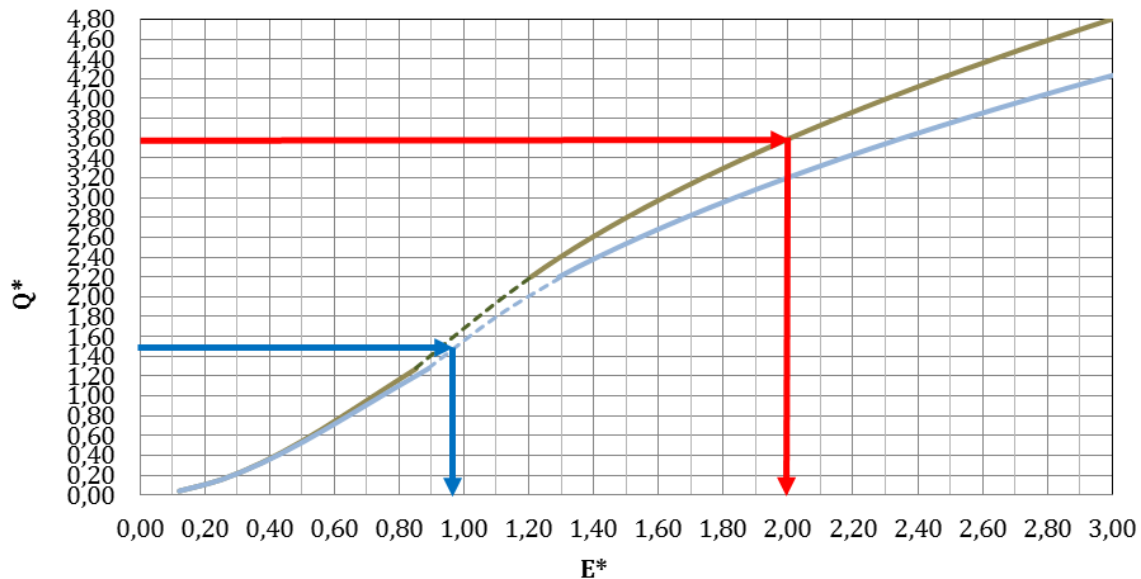
som gir  $E_i = E^* \cdot D = 0,98 \cdot 1,4 \text{ m} = 1,37 \text{ m}$

Antar:  $V = 0$  (dvs. neglisjerer vannhastigheten)

som gir  $y_i = E_i = 1,37 \text{ m}$

Vanndybden ved innløpet er med dette redusert til 1,37 m.

**Kapasitetsdiagram - sirkulært innløp med vingemur**



Figur 10.46 Eksempel. Dimensjonsløs kapasitet  $Q^*$  beregnes ut fra dimensjonerende vannmengde og antatt kulvertdiameter (røde piler). Fra  $Q^*$  avleses den dimensjonsløse energihøyden  $E^*$ . Av denne avledes energihøyden  $E_i$  ved innløpet og vanndybde ved innløpet  $y_i$  (vannhastighet neglisjeres). Denne kan da direkte sammenlignes med tillatt vanndybde. Beregningen av  $Q^*$  gjentas med en større kulvertdiameter (blå piler) for å unngå at tillatt vanndybde overskrides.

*Konklusjon: Med kulvertdiameter 1,0 m og frontmur opp til 0,5 meter over innløpet er det fare for skade på vegfyllinga, da vanndybden ved innløpet blir 0,5 m over frontmuren. Ved å øke kulvertdiameteren til 1,4 m blir vanndybden 1,37 meter ifølge beregningen. Man har da noe reservekapasitet selv om høyden på frontmuren ikke økes. Den var i utgangspunktet forutsatt å være 0,5 meter høyere enn kanten på røret.*

Som alternativ til dimensjonsløse diagram som vist foran finnes det andre verktøy som kan brukes til dimensjonering, bl.a. nomogrammer som kan gi diameteren direkte. Eksempler på slike nomogram hentet fra amerikansk litteratur er vist i /2/.

### **10.6.7 Kapasitetsberegning ved utløpskontroll**

Dersom det ikke er mulig å utforme en kulvert med innløpskontroll må kulverten dimensjoneres for utløpskontroll. Forhold som gir utløpskontroll er:

- Lite fall gjennom kulverten
- Lange kulverter
- Stor ruhet i kulverten
- Høy vannstand ved utløpet

For utløpskontroll vil kulverten ha underkritisk strømning i gjennomløpet, og nedstrøms forhold vil påvirke vanndybden ved innløpet. Det er da nødvendig å beregne *vannlinjen* fra kritisk snitt nedstrøms og opp til innløpet. Det anbefales å bruke hydraulisk programvare, men det er likevel viktig å forstå hvordan slike beregninger gjøres.

En metode for vannlinjeberegning er beskrevet i NIFS-rapport 28-2016 /2/. Metoden brukes til å beregne vanndybde og vannhastighet langs forskjellige snitt langs en vannvei, basert på *energitap* mellom hvert snitt. Man skiller mellom *singulærtap* der vannveien endrer retning eller strømningsareal, og *friksjonstap* som virker langs vannveien.

### **10.6.8 Usikkerheter og minimumsdimensjonering**

Generelt anbefales det å foreta systematiske og kvalitetssikrede beregninger av vannmengder som grunnlag for all dimensjonering, der en også tar hensyn til framtidig arealbruk og endring i avrenningsforhold i nedslagsfeltene, og forventede endringer i nedbør- og avrenningsforhold som følge av klimaendringer.

Som omtalt i kapittel 10.5.3 vil det ofte være usikkerhet ved beregning av dimensjonerende vannmengde  $Q_{dim}$ , bl.a. på grunn av usikre nedbør- og flomdata. Dette må tas hensyn til ved beregning av nødvendig diameter på kulverter og stikkrenner, plassering og avstand mellom dem og utforming av innløp mv. for å gi reservekapasitet og sikkerhet mot flom/erosjon.

*Forenklet dimensjonering* for korte stikkrenner kan benyttes når konsekvensene ved underdimensjonering er små eller når det er åpenbart at minimumsdimensjon vil være tilstrekkelig.

Vegnormalene Håndbok N200 /1/ angir at det kan benyttes minimumsdimensjoner på stikkrenner i henhold til tabell 10.9 når

- de dimensjoneres på grunnlag av eksisterende ledningsanlegg som har tilstrekkelig kapasitet
- det er små nedbørsfelt (mindre enn 1 ha) i eller nær vegområdet, og konsekvensene av underdimensjonering er små

Tabell 10.9 Anbefalt minimumsdimensjon for stikkrenner /1/

Vegtype	Minimumsdimensjon (innvendig diameter)
H, S	600 mm
A, G/S	400 mm
Avkjørsler	300 mm

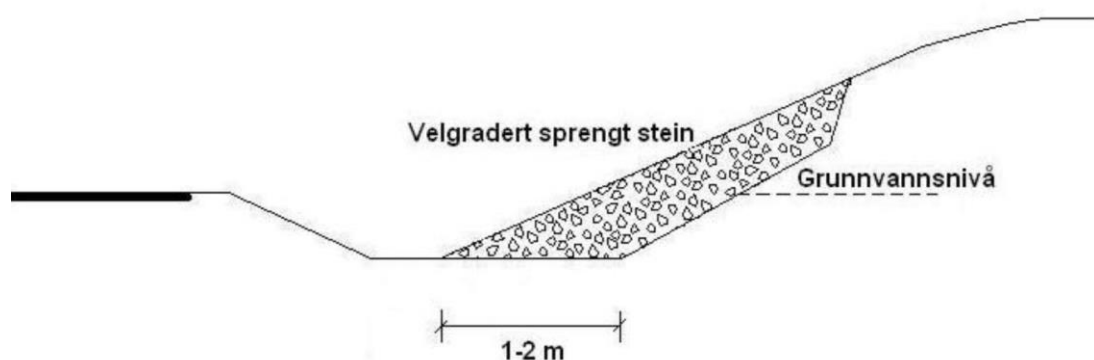
Av hensyn til vedlikehold og rensk kan det være aktuelt å øke dimensjonen ved stikkrenner som en lenger enn 15 - 20 m.

## 10.7 Sikring av avvanningssystem

### 10.7.1 Erosjonssikring av vegskråninger

Overflatevann vil kunne medføre erosjon i vegfyllings- og skjæringskråninger. Avhengig av nedbørmengden kan dette gi omfattende skader.

Erosjon som følge av overflatevann må sees i sammenheng med ev. grunnvannsutsig i skråningen, som også kan medføre erosjon. Eksempel på erosjonssikring av skråning er vist i figurene 10.47 og 10.48 (se også kapittel 3.8).



Figur 10.47 Prinsippskisse for erosjonssikring i skjæringskråning /1/



Figur 10.48 Eksempel på erosjonssikring i skjæringskråning ved masseutsifting, fra Gartland i Nord-Trøndelag (Foto: Kjell Eriksen) /1/



Erosjon i skråninger kan medføre at drens-systemet slammes igjen av finpartikler og mister sin funksjon. Erosjonen kan i verste fall medføre stabilitetsproblemer og utglidning av materialer i skråningen. I vegfyllinger vil erosjonen kunne medføre at skulder/vegbanekant blir vasket bort. Overflateerosjon kan også forekomme der vi har grusdekker. Dette er særlig på steder hvor sidegrøftene ikke fungerer, eller der vegen mangler nødvendig tverrfall.

### 10.7.2 Erosjonssikring i elver og bekker

#### *Generelt*

Veganlegg eller utbedringstiltak i nær tilknytning til vassdrag medfører ofte inngrep i vassdrags-området som gir behov for erosjonsforebyggende tiltak. Vassdragenes naturlige graving, massetransport, masseavleiring og endringer av elveløpene, kan også gi behov for sikringstiltak. Ofte vil det være aktuelt å kombinere flere typer sikringstiltak og materialer. Om teori for erosjon og erosjonssikring, samt plassering og utforming av sikringstiltak, se /14/.

Aktuelle tiltakstyper og materialer kan være:

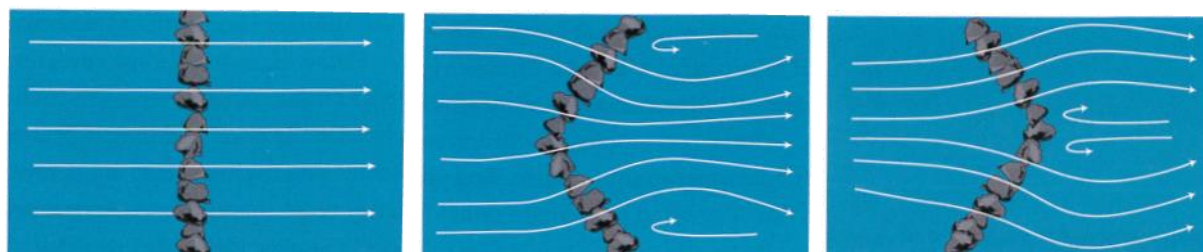
- Steinplastring av elvesider/-skråninger og/eller elvebunn
- Ulike typer murer, sikringsvoller, støttefyllinger mv.
- Terskelløsninger, bl.a. buner (utstikkere) som styrer/bryter/reducerer strømkraftene
- Gabioner, matter, nett, fiberduk, trepeler, spunt og andre spesielle løsninger
- Vegetasjonstiltak

Se også kapittel 3.8 om sikring av skråninger mot vann.

#### *Terskelløsninger, buner mv.*

Terskler er aktuelt bl.a. i regulerte vassdrag, som erosjonsforebyggende tiltak og som biotop- og miljøtiltak. Som et *vegtiltak* er terskler kanskje mest aktuelle der det er samarbeid mellom vegholder, vassdragsmyndigheter og andre interesser.

Det finnes en rekke typer terskelløsninger i tre, stein, blokk, betong og ulike materialkombinasjoner til bruk under ulike forhold i store og små vassdrag. Terskelløsninger sammen med steinplastring kan være aktuelt som sikring ved brukar, pilarer og vegfyllinger. *Buner* (utstikkere, strømstyrere) er en form for terskel som dekker bare en del av elveløpet, og bygges f.eks. av grov naturstein. Sikringsbuner kan brukes f.eks. til sikring av svake elveskråninger mot vegfyllinger.



Figur 10.49 Eksempler på buner, strømstyrere (fra venstre «rett», «spiss motstrøms», «spiss medstrøms») /17/

### 10.7.3 Frostsikring av drencsystemet

I mange tilfeller må drencsystemet, eller deler av det, frostsikres. Frostsikring foretas for å redusere eller eliminere problemer med iskjøving og telehiving under/rundt drencselementet, og for å hindre deformasjoner og belastningsskader på drencselementet som følge av kreftene frosten medfører.

Frostsikring kan i mange tilfeller bestå i å utforme systemene slik at minst mulig skader og ulemper oppstår selv om vannet fryser i systemet. Det anbefales å unngå at vann kan renne fra et frostfritt system til et system som i perioder kan være froset.

Frysedybder, materialer og utforming for eventuell frostsikring bestemmes for den aktuelle situasjon.

Overvannsledninger bør bygges frostfritt. Lukkede drencgrøfter som forutsettes å drenere også om vinteren, skal ha frostfri dybde. Det skal sikres at vannet fra drencgrøftene får avløp.

Stikkrenner og kulverter med diameter større enn 600 mm bør frostsikres. En bør regne med at frosten virker i hele gjennomløpets lengde.

For stikkrenner med diameter 600 mm eller mindre kreves normalt ikke frostsikring. Det er viktig å utforme utløpet slik at det er rom for iskjøving uten at røret stenges.

Der stikkrenner/kulverter, underganger, overvannsledninger og ledninger for øvrig, krysser veg skal vegen sikres mot ujevne telehiv som kan gi sterkt nedsatt kjørekømført på kryssingsstedet. Dette kan gjøres ved ulike former for utkiling, avhengig av hvor dypt den kryssende stikkrenna/kulverten o.a. ligger i forhold til frysedybde. Se kapittel 9.4 for nærmere detaljer rundt dette.

## 10.8 Spesielle tema i tilknytning til drenc- og ledningssystem

### 10.8.1 Forhold til andre aktører og etater

Ved planlegging, bygging, drift og vedlikehold av veg og dens *drencsystem*, vil vegeier (tiltakshaver) ofte måtte forholde seg til flere andre (eksterne) aktører og interessenter, for eksempel:

- Vassdragsmyndighetene
- Miljømyndighetene
- Kabel- og ledningsetater

Det er viktig at det tas kontakt med de aktuelle myndighetene så tidlig som mulig i planprosessen, slik at det bl.a. kan avklares om det er nødvendig med konsesjonsbehandling for tiltakene som planlegges. I forbindelse med vegens drencsystem kan f.eks. følgende tiltak være konsesjonspliktige:

- Bekkelukking og bekkeåpning
- Tiltak som påvirker grunnvann, avrenning, vannkvalitet, strømforhold, sedimenteringsforhold

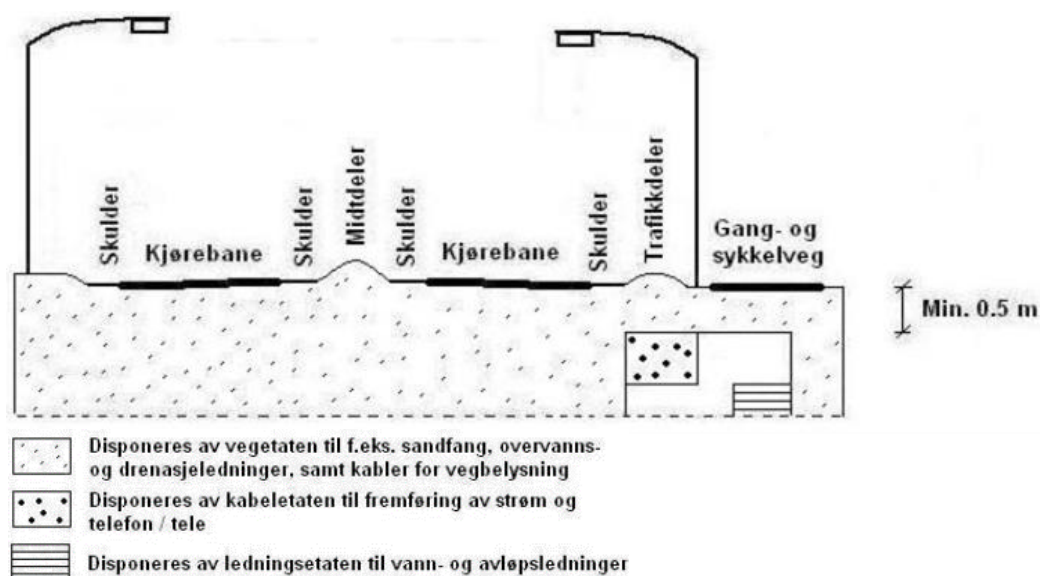
### 10.8.2 Plassering av kabler og ledninger, kummer og lokk

Vegtraséer er ofte egnet til framføring også av kabler og ledninger som ikke er en del av drencsystemet, men som er nødvendige for andre funksjoner for vegen og omgivelsene. Det kan gjelde f.eks. el-kabler, fiberoptiske kabler, drikkevannsledninger, avløpsledninger/kloakk, gassledninger, fjernvarmeledninger. Særlig vil det i tettbygde strøk, og andre områder med begrenset plass, ofte være behov for å plassere kabler og ledninger i vegen/vegtraséen.

For drens-systemet vil dette bety at man ved plassering og utforming (lukkede grøfter, kummer mv) må ta hensyn til mange andre ledninger, kabler mv, trekkerør og omfyllingsmasser som passer for de ulike ledninger/kabler. Vegteknologiske utfordringer kan også være knyttet til oppgraving og gjenfylling av kabel- eller ledningsgrøfter med påfølgende dekkereparasjon, der dekkekvaliteten og vegens kvalitet blir svekket og trenger mer vedlikehold.

*Kabler og ledninger* bør generelt ikke spres for mye i vegkroppen, men konsentreres til avgrensede områder. Som hovedregel skal grunnen under kjørebane holdes fri for kabler og ledninger. Videre tilstrebes:

- På *hovedveger* skal kjørebane og skuldrene normalt være fri for langsgående kabler og ledninger. Unntatt er kabler og ledninger for veg- og trafikktekniske tiltak.
- *Gater og veger uten fortau*: Vann- og avløpsledninger plasseres normalt på den ene siden av kjørebane og kabler på den andre siden.
- *Gater og veger med fortau*: Kabler og ledninger skal primært plasseres under fortau.
- *Gang-/sykkelveger*: Kabler plasseres normalt i gang-/sykkelvegen, mens ledninger delvis plasseres under gang-/sykkelvegen og delvis under skulderen og snølagrings-arealet. For gater og veger med separat gang-/sykkelveg plasseres vann- og avløpsledninger i gang-/sykkelveg, mens kabler plasseres i trafikkdel, eventuelt grøft. Eksempel på plassering er vist i figur 10.50.



Figur 10.50 Prinsipp-skisse, plassering av kabler og ledninger i 4-felts veg /1/

*Kummer og lokk* bør plasseres utenfor kjørebane, eventuelt i vegskulder. På ny veg med årstdøgntrafikk (ÅDT) over 5000 bør kumløkk ligge utenfor vegskulder. På ny veg med ÅDT over 15 000 bør kumløkk og andre fremmede installasjoner ligge helt utenfor vegområdet.

### 10.8.3 Plassering av kabler, VA-ledninger mv. i grøftetverrsnittet

Det stilles ulike krav til de tekniske anlegg i grunnen. I tillegg til primær mekanisk beskyttelse av anleggene kan det være en rekke sekundære mål, f.eks. gunstige avkjølingsforhold for el-kabler, frostsikring av ledninger, magasinerings av overvann o.l.

Topografi, grunnforhold, dimensjoner, frostbelastning og frostsikrings-metode vil være bestemmende for overdekning og arealbehov til vann- og avløpsledninger (VA). Andre forhold som for eksempel magasinering av overvann fra veg/sideområde kan også bidra til å fastlegge plasseringen av VA-anleggene i forhold til vegbanen. Utførelse av kabler mv. kan også ha innvirkning på plassering og utførelse av VA-nettet.

Nødvendig grøftebredde og -dybde avhenger av antall og dimensjoner på kabler og ledninger, samt ledningsetatenes krav til innbyrdes avstand mellom rørene og avstand rør-/ grøfteside. En egen standard /4/ angir grunnleggende krav og minimumsavstander for ulike typer ledninger i grunnen i og utenfor veg, samt anbefalinger om innbyrdes plassering i veg- og gateprofiler.

### ***Rørsystem for kabelanlegg***

Det kan ofte være hensiktsmessig ved planlegging/bygging av en veg at man er forutseende mht. framtidige ledninger, og/eller andre aktører. Noen ganger kan det derfor være aktuelt å legge inn trekkerør samtidig med utførelsen av det ordinære vegarbeidet og ledningsgrøftene.

## **10.9 Planlegging av drens- og overvannssystem**

### **10.9.1 Drensplanlegging på ulike plannivå**

De ulike fasene i planlegging, bygging og drift/vedlikehold av en veg er nærmere beskrevet i kapittel 2. Avvannings- og drens-systemet for vegen må planlegges nøye, der omfang og detaljeringsgrad tilpasses aktuell fase, behov for informasjon til offentlighet, beslutningstakere, entreprenører m.fl.

Håndbok N200 kapittel 4 *Grøfter, kummer og rør* angir hvilke forhold som må avklares i de ulike faser av planleggingen og gjennomføringsfasen, se tabell 10.10.

Viktigheten av å vurdere drens- og avvanningssystem i tidlig fase kan illustreres bl.a. av følgende:

Hensyn til elver, bekker, sjøer, tjern og myrområder/våtmarker i det planlagte vegområdet vil være medbestemmende for plassering av veglinja inkl. *linjepålegg* (vegens høyde), og dermed påvirke forutsetningene for planlegging av drens- og overvannssystemet (plassering, utforming, dimensjonering og utførelse). Fra et «vegteknologisk» ståsted vil f.eks. utforming av vegkroppen, materialbruk og frostsikringsbehov ha betydning for plassering og utforming av terrenggrøfter, nedføringsrenner, stikkrenner, kummer og ledninger, samt eventuelle fordrøyningsiltak og rensiltak.

Tabell 10.10 Drensplanlegging på ulike plannivå /1/

Tema	Plannivå			
	Utredning	Oversiktsplan	Reguleringsplan	Byggeplan
	Konseptvalg (KVU)	Kommune(del)plan	Teknisk detaljplan, bebygg.plan	Konkurransegrunnlag
(a) Elve- og bekkereguleringer (I samarbeid med vassdrags- og miljømyndighetene)	P	P	D	B
(b) Avvanning av veg- og skråningsareal (sees i sammenheng med bl.a. linjepålegg og ev. behov for dyptrenering)		P	D	B
(c) Grøfting og avvanning for landbruk og øvrige tilstøtende arealer		P	D	B
(d) Hindre/begrense endring i grunnvannsnivå		P	D	B
(e) Sikre mot forurensning av drikkevann, grunnvann og andre sårbare omgivelser		P	D	B
(f) Vurdere endringer i normalprofilen, f.eks. ved nedføring mellom veger, ramper, G/S-veger			D	B
(g) Detaljering og dimensjonering ut fra: – generelle og lokale erfaringer – minimumsløsninger – beregning av avrenning, vannføring		P	D	B

Symboler: P = prinsippløsning  
D = detaljering som viser forholdene når planen er gjennomført  
B = fullstendig detaljering for byggefasen

### 10.9.2 Forarbeid og deloppgaver

Planlegging og prosjektering av drens-systemer krever mye forarbeid, kartlegging mv. for å sikre godt resultat. Deler av planleggingen må skje fra de tidligste planfasene.

Viktige deloppgaver knyttet til framskaffelse av grunnlagsdata er:

- Utrede vannsituasjonen for vegprosjektet (anleggsområde og berørte, tilstøtende områder), behov for beskyttelse av resipient, rensing av avløpsvann. Fastlegge hensyn som må tas til biologisk mangfold.
- Fastlegge nedbørområde, nedbørmengder og smeltevannsmengder.
- Kartlegge lokale/naturlige vannveier (bekker, vannsig, elver, «stillestående» vann, mv). Bruk av kart med tilstrekkelig nøyaktighet for naturlige vannveger og eventuelle flomveger.
- Skaffe historiske data og erfaringsdata med hensyn til flom, vannføring og erosjon.
- Foreta befaring/kartlegging av omfang av tidligere flomnivåer, spor etter tidligere erosjon og sedimentasjon.
- Samle inn opplysninger om videre utbygging/arealbruk i området, samt planer for fredning og landskapsvern.

- Kartlegge jordarter og grunnvannsforhold der vegen skal gå i jordskjæring eller på fylling. Avklare behov og mulighet for dypdrenering og ev. spesielle tiltak for drenering av grunnvann fra sideområder.
- Kartlegge vann/lekkasjevann i fjellskjæringer, hva kan påregnes.
- Kartlegge eksisterende infrastruktur (ledninger, kabler, installasjoner mv) som må tas hensyn til ved den endelige plassering og utforming av drenssystemets elementer. («byggeklossene», jfr. kapittel 10.3.)

Grunnlagsdataene samles i egne rapporter. Med utgangspunkt i grunnlagsdata kan man:

- Lage drensplan, tegninger, oversikt over rørsystemer, grøfter mv.
- Lage 3D-modeller for oversikt, kvalitetssikring, maskinstyring mv. Benyttes også i kontrakter.

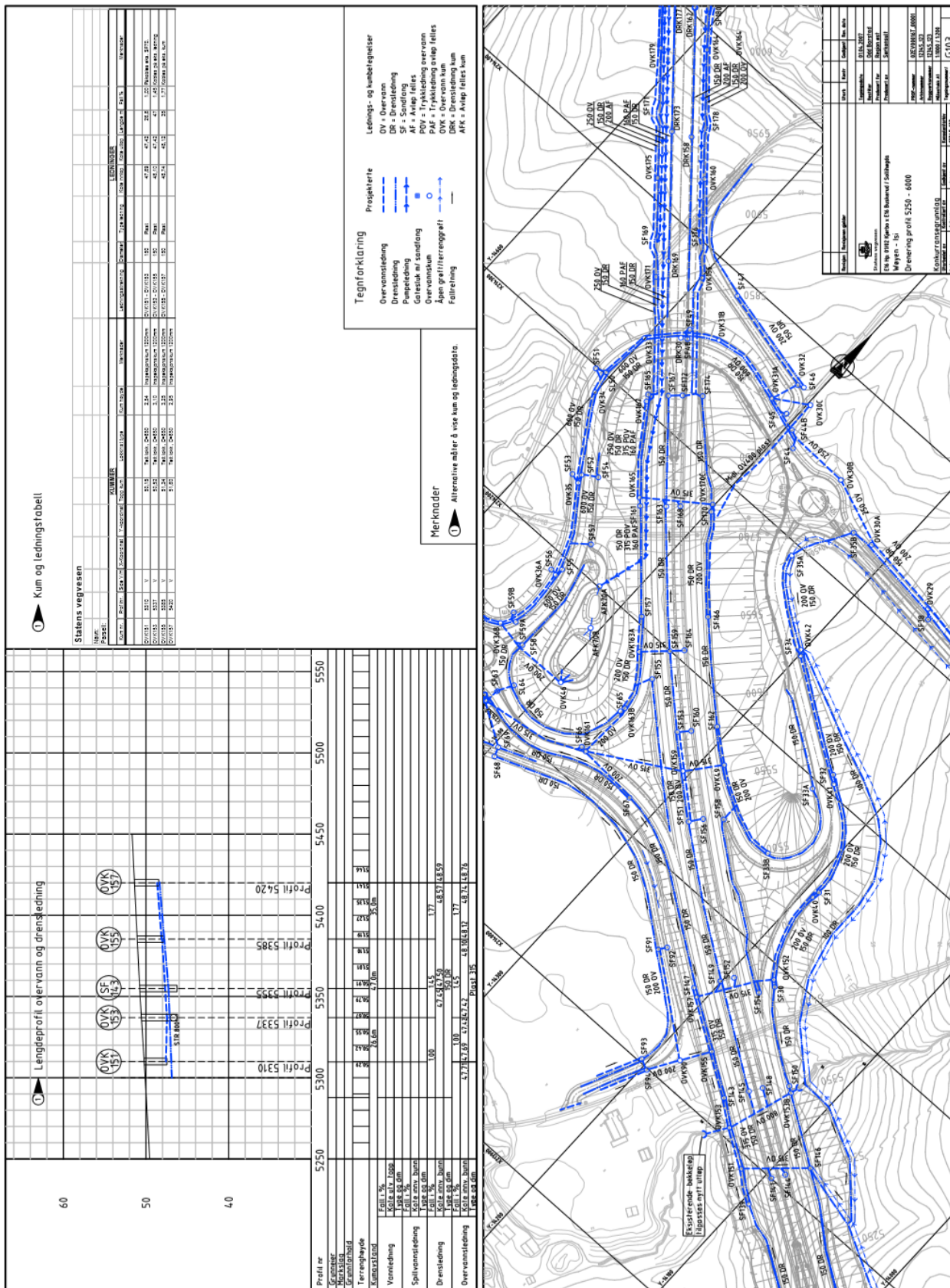
### **10.9.3 Drensplaner, arbeidstegninger**

Det som skal bygges, beskrives i kontraktsdokumentene, dels som arbeidstegninger, dels som prosess- og mengdebeskrivelser. Drensplaner presenteres i hovedsak på såkalte *G-tegninger*. Deler av drenssystemet kan også være beskrevet på andre tegningstyper. Offentlige og private VA-ledninger vises på H-tegninger. For enkelte anlegg kan det være aktuelt å slå sammen G- og H-tegninger.

Retningslinjer for innhold i de ulike tegningstypene er gitt i Statens vegvesens Håndbok R700 Tegningsgrunnlag /15/.

Avhengig av prosjektenes størrelse og kompleksitet kan det bli få eller mange tegninger. Eksempler på G-tegninger er vist i figur 10.51 (oversikt, ledningsplan), figur 10.52 (utførelse av kummer og sluk) og figur 10.53 (utførelse av grøfter og ledninger).

Supplerende beskrivelse av byggearbeidene kan gis f.eks. ved bruk av tredimensjonale modeller (3D), se kapittel 10.9.4.



Figur 10.51 Eksempel, G-tegning: Dimensjon (mm) for ledninger, plassering av kummer. DR = dren, OV = overvann, SF = sandfang, OVK = overvannskum.



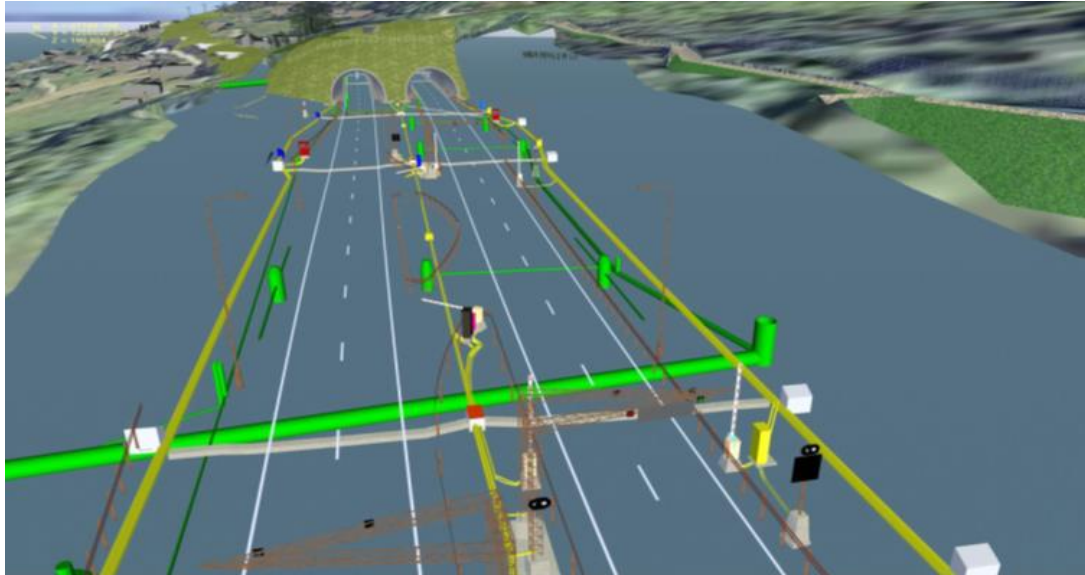




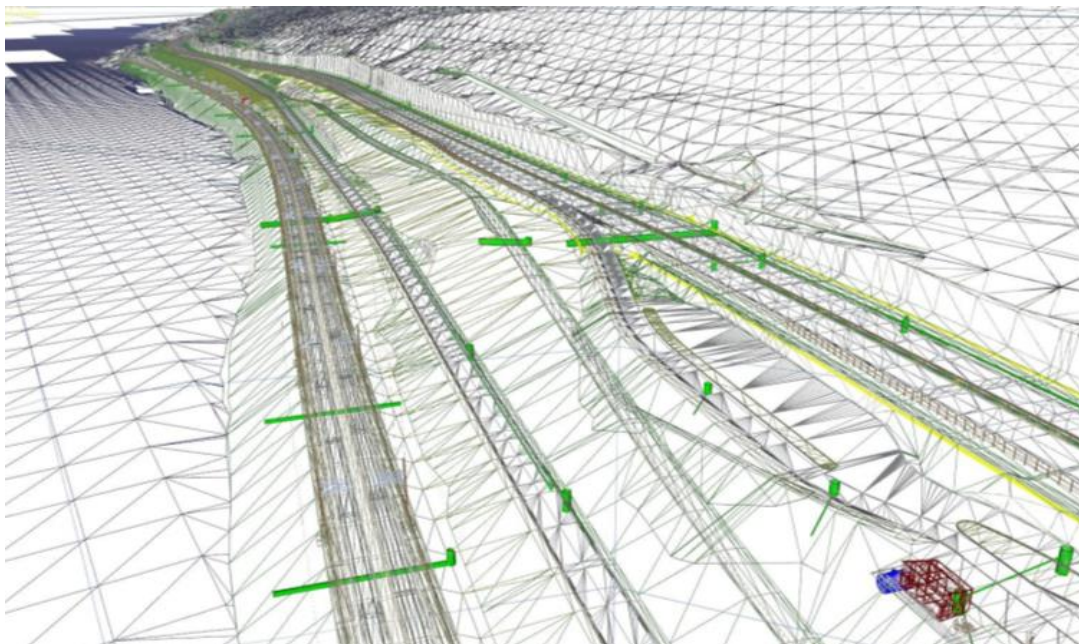
#### 10.9.4 Tredimensjonale modeller (3D) for drengssystem

Tredimensjonal (3D) modellering av drengssystemer kan by på mange fordeler i forhold til tradisjonelle plan- og snitt-tegninger, bl.a. ved at det blir lettere å se helheten i systemet og lettere å luke ut eventuelle prosjekteringsfeil på et tidlig tidspunkt (før bygging).

Eksempel på 3D-presentasjon av lednings- og kumssystem er vist i figur 10.54 og figur 10.55.



Figur 10.54 Eksempel på 3D-presentasjon av lednings- og kumssystem på fellesprosjektet E6/Dovrebanen (Ill.: ViaNova Plan og Trafikk AS)



Figur 10.55 Trådmodell av veg og jernbane som viser stikkrenner ned til innsjø, fellesprosjektet E6/Dovrebanen (Ill.: ViaNova Plan og Trafikk AS)

## Referanser

- /1/ Statens vegvesen, *Vegbygging*, Håndbok N200, Vegdirektoratet 2014.
- /2/ Norem, Harald et al., *Drenering for veg og jernbane*, Norges vassdrags- og energidirektorat, Rapport nr 28-2016.
- /3/ Statens vegvesen, *Rekkverk og vegens sideområder*, Håndbok N101, Vegdirektoratet 2013.
- /4/ NS 3070-1:2015 *Samordning av ledninger i grunnen – Del 1: Avstandskrav*, Standard Norge 2015.
- /5/ Statens vegvesen, *Prosesskode 1. Standard beskrivelse for vegkontrakter*, Håndbok R761, Vegdirektoratet 2015.
- /6/ NS 3121:2003/A1:2010 *Rør og rørdeler av betong*, Standard Norge 2003/2010.
- /7/ Statens vegvesen, *Geoteknikk i vegbygging*, Håndbok V220, Vegdirektoratet 2010.
- /8/ NS 3139:2003/A1:2010 *Kummer av betong*, Standard Norge 2003/2010.
- /9/ NS-EN 13598-2:2009 *Rørledninger av plast for trykløse grunnavløpssystemer*, Standard Norge 2009.
- /10/ NS-EN 124-1:2015 *Sluktopper og kumtopper for kjøre- og fotgjengerområder - Del 1: Definisjoner, klassifisering, generelle prinsipper for konstruksjon, ytelseskrav og prøvingsmetoder*, Standard Norge 2015.
- /11/ NS-EN 124-2:2015 *Sluktopper og kumtopper for kjøre- og fotgjengerområder - Del 2: Sluktopper og kumtopper laget av støpejern*, Standard Norge 2015.
- /12/ NOU 2015:16, *Overvann i byer og tettsteder*, 2016.
- /13/ Statens vegvesen, *Vannbeskyttelse i vegplanlegging og vegbygging*, Rapport nr. 295, Vegdirektoratet 2014.
- /14/ Jenssen L., Tesaker E., *Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein*, NVE Veileder 4-2009.
- /15/ Statens vegvesen, *Tegningsgrunnlag*, Håndbok R700, Vegdirektoratet 2007.
- /16/ Simonsen P., Hjalmarsson S-O., *Grundvattenytans inverkan på bärigheten*, VTI-rapport 131:1977, Linköping, 1977.
- /17/ Fergus, Tharan et al., *Vassdragshåndboka*, Norges vassdrags- og energidirektorat 2010.



# 11 Forsterkning av vegger

## 11.1 Innledning

En veg som er bygget etter vegnormalene er dimensjonert for å tåle trafikkbelastningene i en 20-års periode, men det er ingen sammenheng mellom denne dimensjoneringsperioden og vegdekkets levetid. Normalt vil et vegdekke holde i 10 - 20 år. Da er tilstanden slik at dekket må fornyes.

Etter 20 år er det i prinsippet behov for å forsterke vegen, slik at den skal kunne tåle trafikkbelastningen i 20 nye år. I praksis utgjør ofte den *dekkefornyelsen* som skjer med 10 - 15 års mellomrom en tilstrekkelig forsterkning til å «holde vegen i live» gjennom dens levetid, som typisk kan være 40 - 60 år.

Et forsterkningsarbeid vil normalt ta utgangspunkt i et behov for å oppnå en styrkemessig oppbygning som tilsvarer ny veg. Dermed kan man også få en tilstandsutvikling som et nytt vegdekke har.

For det enkelte prosjekt bør det foretas en vurdering av hvilket mål som skal settes for forsterkningsarbeidet. For strekninger under 100-200 m kan det være rimelig å tilpasse forsterkningen til tilstanden på tilstøtende veg. For strekninger over 500-1000 m kan det være rimelig å ta sikte på en forsterkning som om det er en nybygd veg.

I et forsterkningsarbeid skal 10 tonn aksellast og en 20 år dimensjoneringsperiode legges til grunn.

### 11.1.1 Hva er forsterkning?

Når en ny veg settes under trafikk vil mye av vegholderkostnaden være knyttet til den ordinære driften og vedlikeholdet. En stor kostnad er ellers den fornyelsen av vegdekket som typisk må foretas med 10 - 20 års mellomrom.

Begrepet forsterkning brukes konkret om alle de tiltak som tar sikte på å øke dekkelevetiden, fordi den er kortere enn den burde være, og derfor fører til større kostnader enn normalt. Et forsterkningstiltak bør derfor ikke være dyrere enn det som spares inn ved at dekkelevetiden øker.

Årsaken til at dekkelevetiden er for kort kan typisk være:

- At vegen i utgangspunktet har vært underdimensjonert. Dette er tilfelle for mange av de vegene som ble bygget før 1950 og som har vært flikket på i mange år etter som trafikken er øket, men uten at dimensjoneringen er sjekket.
- Dårlig kvalitet på materialene i vegfundamentet, ofte telefarlige eller vannømfintlige.
- At trafikken gjennom tiårene har økt så kraftig at den opprinnelige dimensjoneringen ikke lenger er i tråd med dagens trafikkbelastning.
- Et forsømt vedlikehold.

Kort dekkelevetid kan også være forårsaket av telehiv eller for dårlig dekkekvalitet. Dette er forhold som ikke har noe med vegens bæreevne å gjøre, men det kan likevel føre til for kort dekkelevetid.

Også noen tiltak som ikke har direkte å gjøre med kort dekkelevetid betegnes som forsterkningstiltak:

- Økning av vegens bæreevne for å øke vegens tillatte aksellast, typisk fra 8 til 10 tonn.
- Legging av asfaltdekke på en grusveg – noe som normalt krever at grusvegen forsterkes betydelig for at vegdekket skal få en rimelig dekkelevetid.

Når et forsterkningsarbeid gjennomføres kan det noen ganger være riktig på noen partier å foreta geometriske forbedringer som breddeutvidelser, utretting av kurver, etablere tilfredsstillende tverrfall, utbedre svanker eller trafikksikkerhetstiltak. Dette kan fordyre selve forsterkningsarbeidet betydelig.

Begrepene rehabilitering og utbedring brukes noen ganger om alle tiltak på eksisterende veg. Begrepet *rehabilitering* bør brukes om tilbakeføring til opprinnelig standard, mens en *utbedring* bør brukes om et tiltak som har dagens standardkrav som mål.

### 11.1.2 Aksellastsituasjonen på det norske vegnettet

I 1980 var bare 12 % av vegene på riksvegnettet åpne for 10 tonn aksellast, tilsvarende andel av fylkesvegene var 5 %. I dag er alle riksveger tillatt for 10 tonn, men på fylkesvegnettet gjenstår det fremdeles 22 % (nærmere 10000 km) veger som kun er tillatt for 8 tonn (2015).

Det offentlige vegnettet er inndelt i bruksklasser ut fra tillatt aksellast og totalvekt, slik det er vist i figur 11.1. Aksellastbegrensninger ned til 8 tonn (ofte) eller 6 tonn (sjelden) er normalt forårsaket av manglende bæreevne i vegoverbygningen eller svake bruer på vegstrekningen.

Bruksklasse	Tillatt aksellast (tonn)	Tillatt totalvekt (tonn)
Bk 10-50	10	50
Bk 10-42	10	42
Bk T8-50	8	50
Bk T8-40	8	40
Bk 8	8	32
Bk 6	6	28

Figur 11.1 Tunge kjøretøy, bruksklasser /2/



Figur 11.2 Med 7-akslede vogntog kan tunge biler tilpasse seg trafikk på 8 t veger, selv med 50 t totalvekt /8/

### **Forsterkning fra 8 til 10 tonn tillatt aksellast**

Årsaken til at 22 % av fylkesvegnettet fremdeles har kun 8 tonn tillatt aksellast ligger som regel i mangler ved vegoverbygningen (for tynn overbygning eller bruk av dårlige materialer). Men det kan også skyldes at bruene ikke tåler 10 tonn tillatt aksellast, se figur 3.



*Figur 11.3 Noen ganger er det bruene som begrenser tillatt aksellast på tilstøtende veger (Foto: Statens vegvesen)*

Etter hvert som 8 tonns-vegene får en normal dekkelevetid gjennom gjentatte dekkefornyelser eller konkrete forsterkningstiltak, er det ofte lite som skal til for at de kan skrives opp til 10 tonn tillatt aksellast (jfr.  $F_{diff}$  i figur 11.32). Ofte har nok en administrativ oppskrivning av slike veger skjedd uten forutgående vurdering av vegens tilstand. (Se mer om dette i kapittel 11.8.)

## **11.2 Dimensjoneringsystemet i Håndbok N200**

### **11.2.1 Tilstandsmålinger**

Tidlig på 1990-tallet startet Statens vegvesen i Norge med å samle inn tilstandsdata for alle riks- og fylkesveger. Innsamlingen ble foretatt årlig, og den ble fra ca. år 2000 supplert med foto av vegdekkene for hver 20 m. Hensikten med disse registreringene var å få en bedre planlegging av dekkevedlikeholdet, jfr. kapittel 8.

I og med at man har hatt krav til utløsende grenseverdier for vegens tilstand (spor og jevnhet), så har dette muliggjort at man flere år i forvegen har kunnet få gode anslag for når dekkefornyelsen må foretas.

De årlige tilstandsmålingene (spor og jevnhet) på alle riks- og fylkesveger gir god oversikt over dekkelevetiden på vegene. Ut fra disse målingene vet vi også hva som er normale levetider for ulike dekker under ulik trafikkbelastning. Dekkelevetiden er fasiten på hvor god vegoverbygningen er, og vi betrakter dekkelevetiden som et viktig uttrykk for forsterkningsbehovet.

Med en lang serie med tilstandsmålinger er det også mulig å få frem *normale* dekkelevetider. Siden normale dekkelevetider typisk ligger innenfor 10 - 20 år, betyr det at vi bør ha ca. 15 år med tilstandsregistreringer for å kunne si noe om hvilke dekkelevetider vi oppnår. Da vegnormalene ble oppdatert i 2005 hadde man så lange måleserier at et system der forsterkningsbehovet ble basert på en vurdering av dekkelevetider kunne innføres.

I Norge har man vurdert det slik at det mest direkte uttrykket for et forsterkningsbehov ligger i dekkelevetiden, og at det også er her kostnadene ligger.

I andre land er det vanligere å bestemme forsterkningsbehovet ut fra målinger av styrken i vegkonstruksjonen. Dette kan skje ved oppgraving eller ved bruk av fallodd eller DCP.

Slike undersøkelsesmetoder for å klarlegge forsterkningsbehovet er viktig og relevant i mange sammenhenger også i Norge, og er derfor behørig omtalt i kapittel 11.4.

En dårlig dekketilstand – selv utover det normale – trenger ikke være ensbetydende med dårlig bæreevne og akutt forsterkningsbehov. Årsaken til at vegen er dårlig kan like gjerne være at dekket har holdt bra, men at den nødvendige dekkefornyelsen ikke er gjennomført som forutsatt.

En kort dekkelevetid betyr heller ikke alltid at vi har et forsterkningsbehov. I noen tilfeller kan årsaken ligge i selve dekkekvaliteten, for eksempel ved at bestandighetsegenskapene er for dårlige. Spesielt store teleproblemer kan også føre til kortere dekkelevetider (oppsprekking) uten at det er noe galt med oppbygningen og styrken i konstruksjonen.

Og det klareste eksempelet: Kort dekkelevetid som skyldes stor piggdekkslitasje, som man ofte har på en høytrafikkert veg, er åpenbart ikke et signal om et forsterkningsbehov.



*Figur 11.4 Et dårlig vegdekke er ikke ensbetydende med at vegen trenger forsterkning (Foto: Statens vegvesen)*

De vegene som har de største forsterkningsbehovene er i første rekke gamle veger som i utgangspunktet ikke var dimensjonert, og som er flikket på gjennom mange år etter hvert som trafikken og behovene har økt. For disse vegene er det vanskelig å benytte tilstandsdataene for bestemmelse av dekkelevetid. Spor og jevnhet viser sjelden en lineær utvikling i vegdatabanken, de ligger ofte over gjeldene krav og varierer etter som lapping/flikking utføres.



### 11.2.2 Dekkelevetid som utgangspunkt for å bestemme forsterkningsbehovet

Når et vegdekke holder i kortere tid «enn det burde» er det et tegn på at vegkonstruksjonen har en mangel. Dersom man kan finne ut hvilken dekkelevetid vi burde hatt ut ifra trafikkbelastning og dekketype, har vi et godt utgangspunkt for å si om vegen har behov for forsterkning. Er dekkelevetiden veldig kort i forhold hva den burde være, betyr det hyppige dekkefornyelser og et kostbart dekkevedlikehold. Dersom dekkelevetiden er lenger enn forventet, viser det at vi har en god veg.

Bakgrunnen for innføringen av det norske systemet med dekkelevetid som bestemmende for forsterkningsbehovet, ligger altså i at vi har en god kjennskap til hvilken dekkelevetid som bør kunne oppnås ut fra trafikkbelastning og dekketype. Samtidig er dette utgangspunktet en sikkerhet for at tiltaket er kostnadseffektivt. Det betyr at midlene vi har blir brukt riktig, og vi risikerer ikke å forsterke en veg der dekket egentlig har en brukbar levetid, selv om bæreevne målinger skulle vise at vegen er dårlig.

#### *Levetidsfaktor*

Håndbok N200 sier at et eventuelt forsterkningsbehov skal ta utgangspunkt i om den registrerte dekkelevetiden er unormalt lav.

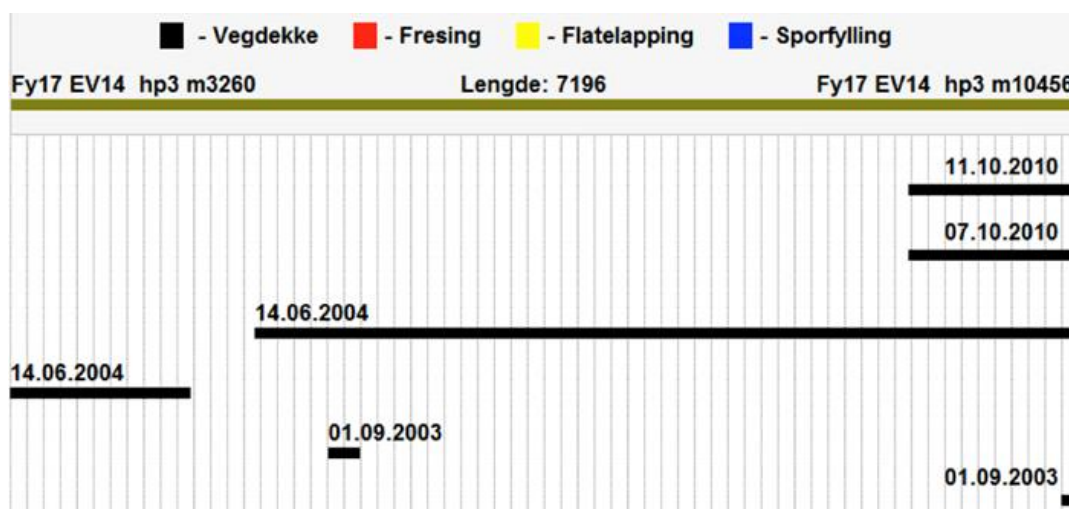
Vegdekkets levetidsfaktor (f) er et uttrykk for dette. Levetidsfaktoren er forholdet mellom opptrødende («funksjonell») dekkelevetid og forventet («normert») dekkelevetid.

$$f = \text{funksjonell levetid (år)} / \text{normert levetid (år)}$$

#### *Funksjonell dekkelevetid*

«Funksjonell dekkelevetid» er den dekkelevetid man registrerer fra dekket er nylagt og fram til utløsende vedlikeholdsstandard er nådd.

For veger med høyere ÅDT enn ca. 1500 vil som regel funksjonell dekkelevetid kunne fastlegges ut fra årlige tilstandsregistreringer for spor og jevnhet samt en vurdering av bæreevnerelaterte sprekker. For veger med mindre trafikk vil ofte andre forhold enn spor og jevnhetsutvikling være bestemmende for dekkelevetiden. Man må da gjøre en nærmere analyse av vegens tilstand, skadeutvikling og dekkhistorikk for å anslå funksjonell dekkelevetid.



Figur 11.5 Dekketiltak på E14 i Nord-Trøndelag. Presentasjon fra PMS2010 /2/

Oversikt over tidligere utførte dekketiltak kan fås gjennom PMS2010, som vist i figur 11.5. Figuren viser registrerte tiltak på PMS-parsellen fra km 3,260 til km 10,456 for hp 3 på E14 i Nord-Trøndelag.

De dekketiltak som er registrert i NVDB går helt tilbake til 1970-årene. Men siden man ikke kan være helt sikker på at dataene i NVDB omfatter alle tiltak som er utført på strekningen, kan det være fornuftig å sammenholde dekketiltakene med endringene i spordybde fra ett år til neste. Samtidig må man være klar over at det kan være vanskelig å skille reduksjon i spordybde på grunn av dekketiltak fra tilfeldige variasjoner i måleresultatene.

### **Normert dekkelevetid**

«Normert dekkelevetid» er den dekkelevetid man bør forvente på en veg som er dimensjonert riktig og under normale klima- og belastningsforhold (se figur 11.6). Figuren angir hvilken normert dekkelevetid som kan benyttes, avhengig av dekketype og ÅDT. Disse verdiene er et resultat av innsamlede tilstandsdata på riks- og fylkesveger siden 1990.

Dekketype	ÅDT						
	≤300	301-1500	1501-3000	3001-5000	5001-10 000	10 001-20 000	>20 000
Ska				13	10	7	6
Ab			15	12	9	6	5
Agb		15	14	11			
Ma, Egt	16	13	12				
Eo	14	12					

1) Normale utslag i dekkelevetiden vil være ± 2 år, avhengig av klima og andre lokale forhold.

Figur 11.6 Normerte dekkelevetider (år) for ulike dekketyper og ÅDT /1/

### **Alle hjelpemidler bør utnyttes for å planlegge forsterkningsarbeidet**

Selv om våre vegnormaler sier at en skal ta utgangspunkt i eksisterende dekkelevetid, bør en i de fleste tilfeller søke å utnytte alle hjelpemidler som kan bidra til at forsterkningsbehovet og forsterkningstiltaket blir best mulig belyst. Dette gjelder spesielt på de svakt dimensjonerte lavtrafikkvegene. I praksis vil det si:

- kunnskap om vegens oppbygning (ved oppgraving eller fra NVDB)
- bruk av fallodd til bæreevne målinger
- bruk av DCP for å bestemme lagdelinger og materialstyrke i vegen
- bruk av georadar for å bestemme lagdelinger og variasjoner i materialeegenskaper
- befaringer og skadkartlegging
- kontakt med lokalkjente personer, for eksempel vegvesenets byggeledere og personer hos entreprenøren som har driftskontrakten i området

### **Forhold som kan innvirke på dekkelevetiden**

Lokale forhold og erfaringer kan tilsi at andre dekkelevetider enn de oppgitte bør benyttes som normert dekkelevetid. Men bruk av dekkelevetider vesentlig utenfor de oppgitte verdier i figur 11.6 skal begrunnes.

Dekkelevetiden vil også variere med dekketykkelse og største steinstørrelse. Gode anslag for normert dekkelevetid kan gjøres ut fra følgende;

- ved bruk av bindemiddel med PMB kan dekkelevetiden økes med 15 %
- ved særlig høy og/eller kanalisert trafikk kan dekkelevetiden reduseres med inntil 20-30 %
- i områder med spesielt lite eller mye nedbør kan dekkelevetiden endres med inntil  $\pm 20$  %
- i områder med spesielt lange perioder med frost kan dekkelevetiden økes med inntil 20 %

En unormalt kort funksjonell dekkelevetid (dvs. lav levetidsfaktor) gjenspeiler en svakhet i vegkonstruksjonen. Dimensjoneringen kan generelt ha vært for dårlig i forhold til trafikkbelastningen, det kan være materialkvaliteter som ikke oppfyller kravene eller det kan være svakheter i vegkonstruksjonen som innebærer at det ikke vil være tilstrekkelig bare å legge nytt dekke.

Ved en levetidsfaktor på 0,7 eller lavere bør det derfor alltid gjennomføres oppgravingsprøver og en vurdering av opptredende skader, slik at eventuelle fundamentale svakheter i konstruksjonen kan avdekkes og utbedres som en del av forsterkningsarbeidet.

### ***Vegdekker med levetidsfaktor over 0,7***

For vegdekker med levetidsfaktor over 0,7, vil den nødvendige styrkeforbedring normalt sikres gjennom den ordinære dekkefornyelsen. Ut fra skadeforhold mv kan det imidlertid være aktuelt med andre tiltak, som omfatter lag under vegdekket.

### ***Vegdekker med levetidsfaktor 0,7 – 0,5***

For vegdekker med levetidsfaktor mellom 0,7 og 0,5 skal det tas utgangspunkt i et forsterkningsbehov som angitt i figur 11.7.

Forsterkningsbehovet skal også undersøkes ved hjelp av oppgravingsprøver. En vurdering av opptredende skader skal foretas.

Levetidsfaktor <sup>2)</sup>	Trafikkgruppe (N, mill.)			
	A (<0,5)	B (0,5 - 1)	C (1 - 2)	D (2 - 3,5)
f = 0,7	9	9	10	11
f = 0,6	12	13	14	15
f = 0,5	15	17	18	19

1) I tillegg til de oppgitte indeksverdier forutsettes at evt. spordannelse er rettet opp

2) Vegdekkets levetidsfaktor, f = forholdet mellom funksjonell dekkelevetid og normert dekkelevetid

Figur 11.7 Forsterkningsbehov ( $F_{diff}$ ) ved unormalt lav opptredende dekkelevetid, uttrykt i indeksverdi /1/

### ***Vegdekker med levetidsfaktor under 0,5***

En levetidsfaktor under 0,5 indikerer at vegkonstruksjonen har fundamentale mangler. Normalt vil en finne at konstruksjonen er underdimensjonert mht. lagtykkelser, eller materialkvaliteten i ett eller flere av lagene er for dårlig.

Hvor problemet ligger vil normalt kunne klarlegges gjennom oppgravingsprøver og en vurdering av opptredende skader. I tillegg kan både nedbøyningsmålinger og/eller DCP/CBR-målinger bidra til en riktigere fastsettelse av forsterkningsbehovet og en bedre forståelse av den

lave dekkelevetiden. Med mindre man finner helt spesielle årsaker til den lave dekkelevetiden, bør forsterkningen av vegkonstruksjonen dimensjoneres med utgangspunkt i kravene til ny veg.

## **11.3 Internasjonale dimensjoneringsystemer**

### **11.3.1 Generelt**

I de fleste land blir forsterkningsbehovet for en veg bestemt ut fra ingeniørens inntrykk av at vegen er «dårligere enn den burde være». Det neste skrittet vil deretter ofte være å undersøke vegen med utstyr som kan registrere vegens bæreevne, ofte et fallodd (se kapittel 8 om bæreevne målinger). Sammen med andre hjelpemidler som DCP, georadar, eller oppgraving som viser vegens oppbygning har en da opplysninger som kan kombineres med systemer som er utviklet for å bestemme forsterkningsbehovet og hvilket forsterkningstiltak som er best.

Noen av de mest aktuelle og internasjonalt benyttede dimensjoneringsystemene er omtalt her. Disse systemene kan ikke uten videre benyttes i Norge. For å gi pålitelige resultater kreves det at de er kalibrert i forhold til det norske vegnettet og norsk klima. Kalibreringen til norske forhold må bl.a. ta hensyn til at nedbøyningsmålinger som regel utføres om sommeren eller høsten, mens den kritiske perioden for vegens bæreevne er i teleløsningsperioden.

Med litt forskjellige utgangspunkt har disse systemene en del fellestrekk;

- beregning av E-moduler for materialene i grunnen og lagene i vegoverbygningen
- inndeling av vegen i delstrekninger
- beskrivelse av lagene i vegens fundament ved hjelp av oppgravingsprøver og/eller målinger med georadar
- variasjoner i materialeegenskapene over de forskjellige årstider
- estimering av funksjonell dekkelevetid ut fra mekanistiske kriterier, ev. prognoser for tilstandsutvikling med hensyn på spor, jevnhet (IRI) og andre tilstandsparametre over en valgt tidsperiode

### **11.3.2 AASHTO Pavement ME Design**

Dimensjoneringsystemet er utviklet for Federal Highway Administration i USA og omfatter dimensjonering av ny veg og forsterkning av eksisterende veg, med vegdekke av asfalt eller betong.

I forbindelse med forskningsprosjekter i Vegdirektoratet er programmet søkt tilpasset norske forhold. Dette inkluderer

- trafikkbelastninger som samsvarer med tungtrafikken på det norske vegnettet
- klimadata basert på måldata fra klimastasjoner i Norge
- grov kalibrering av tilstandsutviklingsmodellene basert på målt tilstandsutvikling for en del oppfølgingsstrekninger i Norge

Ut fra data for eksisterende veg og et valgt forsterkningstiltak estimerer programmet tilstandsutviklingen for delstrekningene med hensyn på spor, jevnhet og tre typer sprekker/krakeleringer. To av typene er relatert til trafikkpåkjenningene og én type er knyttet til temperatursvingninger om vinteren (lavtemperatursprekker).

For at modellene i AASHTO Pavement ME Design skal kunne brukes til praktisk forsterkningsdimensjonering i Norge, må det gjennomføres grundigere kalibrering enn det som er utført til nå (2015).

### 11.3.3 Dynatest Elmod 6

Firmaet Dynatest har sin bakgrunn i Danmark og er leverandør av den type falloddsmåler som er dominerende i Norge. Elmod 6 er i utgangspunktet et system for beregning av E-modulene til materialet i grunnen og lagene i en vegoverbygning ut fra målt nedbøyningsbasseng ved falloddsmålinger. Programmet er senere utvidet til å omfatte dimensjonering av forsterkningstiltak, inklusive livsløpsanalyser (LCC - Life cycle costs, jfr kapittel 4.3). Lagtykkelser forutsettes lagt inn basert på oppgravingsprøver eller data fra georadarmålinger.

Dette systemet fremstår som en noe forenklet variant av AASHTO Pavement ME Design. Systemet har ikke i samme grad koblet data for tungtrafikken til WIM-målinger («weigh in motion», automatiske målinger på vegen) og klimadata til standardiserte meteorologiske registreringer. Beregningene er også i større grad rettet mot tøyninger og spenninger i forhold til tillatte verdier, og estimerer i mindre grad forventet tilstandsutvikling.

Erfaringen med bruk av Elmod 6 for norske forhold har i hovedsak vært begrenset til beregninger av E-moduler for materialene i grunnen og lagene i overbygningen.

### 11.3.4 Roadscanners Road Doctor

Det finske firmaet Roadscanners OY har utviklet en rekke programmoduler for strukturell analyse av vegoverbygning og dimensjonering av forsterkningstiltak. Systemet er bl.a. brukt i Statens vegvesen Region nord. Kjernen i systemet er analyse av georadarmålinger med kobling til nedbøyningsmålinger med fallodd.

En vesentlig del av Road Doctor er et presentasjonsverktøy hvor data fra georadarmålinger og nedbøyningsmålinger sammenstilles med vegbilder, spor og jevnhetsdata, samt ev. resultater fra manuelle registreringer av dekkeskader.

Programmet kan videre brukes til å planlegge og dimensjonere forsterkningstiltak og beregne tiltakets effekt på bæreevnen. På den måten kan man lettere differensiere forsterkningstiltakene.

### 11.3.5 PMS Objekt

PMS Objekt er et system for dimensjonering av vegoverbygninger. Det er utviklet og eies av Trafikverket i Sverige og kan uten kostnad lastes ned fra Trafikverkets hjemmesider. Alle nye svenske veger skal dimensjoneres med dette verktøyet.

PMS Objekt er et mekanistisk-empirisk dimensjoneringsystem i den forstand at dimensjoneringen i det alt vesentlige baseres på tillatte verdier for spenninger og tøyninger i vegkonstruksjonen i forhold til antall ekvivalente lastpåkjenninger i dimensjoneringsperioden.

PMS Objekt inneholder separate dimensjoneringer for bygging av ny veg og forsterkning av veg. Programmet tar utgangspunkt i en inndeling av Sverige i fem klimasoner. For hver klimasone er året inndelt i seks klimaperioder hvor både periodenes lengde og gjennomsnittlig asfalttemperatur varierer.

Dimensjoneringen bygger på fire kriterier:

1. Maksimalt tillatt telehiv som en funksjon av dimensjonerende hastighet.
2. Maksimal sum ekvivalente 10 tonns aksellaster i dimensjoneringsperioden basert på horisontal tøyning i underkant av bituminøse lag.
3. Maksimal sum ekvivalente 10 tonns aksellaster i dimensjoneringsperioden basert på vertikal tøyning i materialet umiddelbart under planum.

4. Maksimal vertikal tøyning i materialet umiddelbart under planum ved største hjullast.

For det andre og tredje kriteriet beregnes sum ekvivalente 10 tonns aksellaster over klimaperiodene ved hjelp av Miners delbruddhypotese.

### **11.4 Hjelpemidler for å avklare riktig forsterkningstiltak**

Når behovet for forsterkning er avklart blir det neste spørsmålet: Hva er det riktige tiltaket?

Det er da viktig å få klarlagt hvilke forhold som har redusert vegens funksjonsegenskaper og årsaken til at dette ikke er tilfredsstillende;

- er det en materialsvikt et eller annet sted i vegoverbygningen?
- er materialene i overbygningen tilfredsstillende, men lagtykkelsene for små?
- er det samtidig åpenbare behov for å forbedre vegens geometri (bredder, svinger mv) eller forhold knyttet til trafiksikkerhet?

Følgende informasjonskilder kan være aktuelle - og de kan ofte prioriteres i denne rekkefølgen:

1. Befaring og kontakt med lokalkjente personer
2. Statens vegvesens egne dataregistre
  - ViaPhoto
  - PMS 2010
  - NVDB (spesielt tidligere dekketiltak)
3. Bæreevnmålinger
  - med fallodd
  - med DCP
4. Oppgraving for bestemmelse av materialer og lagtykkelser i vegen
5. Georadar-målinger

Slike undersøkelser kan avdekke både fundamentale forhold, som vegens oppbygning, og om det er variasjoner i oppbygningen av vegen som en bør ta hensyn til.

#### **11.4.1 Befaring og kontakt med lokalkjente personer**

Befaring av strekningen som skal forsterkes er kanskje den viktigste delen av forarbeidene ved alle forsterkningstiltak. Dette bør omfatte både en vurdering av vegens dreingssituasjon og en kartlegging av dekkeskader med en vurdering av sannsynlige skadeårsaker.

Det er ønskelig at både vegeiers byggeledere og representanter fra entreprenøren som har driftskontrakten i området, deltar på en befaring. Det kan da innhentes informasjon som er viktig for planleggingen av forsterkningstiltaket.

Tilgjengelig informasjon er ofte ikke så detaljert som man kunne ønske med tanke på utbedring av lokale problempunkter. Det er like fullt viktig å få vurdert og systematisert informasjonen fra de som lever daglig med konsekvensene av f. eks. uheldig utforming av vegen.

Dette kan omfatte:

- Punkter med ujevnt telehiv, på tvers og på langs av vegen
- Steder med iskjøving med risiko for issvuller ut i vegbanen
- Steder med risiko for vanndammer ved mye nedbør
- Utførte og kommende grøfterensking
- Mangler og feil ved stikkrenner, åpne grøfter og lukket drenering
- Steder med lappetiltak ved sprekker i vegbanen
- Andre utbedringsbehov

### **Drenering**

Befaring for å klarlegge vegens drensituasjon omfatter åpen og lukket drenering, grøfter for overvann (inklusive terrenggrøfter og bortledningsgrøfter), kummer og stikkrenner. I mange tilfeller har Statens vegvesen egne program for utbedring av vegens drenering, andre ganger er dette en viktig del av den generelle forsterkning av vegoverbygningen.

Utbedring av grøfter og etablering av grøfter hvor grøft mangler, er som regel en del av forsterkningstiltaket. Dersom åpne, dype sidegrøfter er vanskelig eller uønsket på grunn av vegens omgivelser, trafiksikkerhet eller andre årsaker, kan etablering av lukket drenering være en viktig del av vegens forsterkning. Det samme gjelder lokale utbedringer på strekninger hvor grøft mangler, inklusive fjerning av fremstikkende fjell slik at tilfredsstillende vannavløp og grøfterensk blir mulig.



*Figur 11.8 To eksempler på veger hvor tilfredsstillende håndtering av overvannet er en utfordring /2/*

Dersom det er lukket drenering på vegstrekningen, må befaringen omfatte følgende punkter:

- Innhenting av erfaringsdata fra driftskontraktene mht problemer med tette drensledninger, unormalt hyppige behov for slamtømming av sandfang etc.
- Inspeksjon av kummer inkl. inn- og utløp for å vurdere kummenes funksjonelle tilstand og utbedringsbehov.
- En vurdering av overvannsgrøftenes utforming og tilstand. Dette omfatter både grøftenes tverrsnittsutforming og tilfredsstillende fall i grøftens lengderetning slik at det ikke er vanddammer i grøften etter regnvær.
- En vurdering av overvannsgrøftenes kapasitet i forhold til dimensjonerende vannmengder og behovet for bortledning av overvann.

På veger med lukket drenering skal bunnen av sidegrøftene være minst 0,40 m under vegkant og grøftebunnen skal ha en horisontal bredde på 0,50 m. Grøfteskråningene skal være stabile og minst mulig utsatt for erosjon. Dersom det er aktuelt å utføre tiltak i grøft eller grøfteskråninger, må man legge særlig vekt på å sikre skråningene etter tiltaket mot utglidning og erosjon.

På strekninger med åpen drenering utgår noen av oppgavene som er listet opp ovenfor. Til gjengjeld er kravene til grøftedybde under vegkant strengere. Etter grøfterensking skal grøftedybden være minst 0,35 m under underkant av forsterkningslaget.

På veger med dype, åpne sidegrøfter må man sikre at utformingen av sideskrånninger o.l. er utformet slik at kravene til trafikksikkerhet er ivarettatt. Grøftene skal også her være slik at vannet kan renne fritt.

### **Dekkeskader**

Kartlegging av dekkeskader kan baseres på reglene og opplegget i Skadekatalogen til Statens vegvesen /5/. Når kartleggingen skal inngå i grunnlaget for forsterkningsarbeider, er det viktig at man samtidig klarlegger sannsynlige årsaker til de skader som har oppstått.



Figur 11.9 Skadekatalog for bituminøse vegdekker (Håndbok V261)

Ved registreringen er det viktig å klarlegge både skadens utbredelse og alvorlighetsgrad. Det er først og fremst skader i hovedgruppene *sprekker*, *krakelering* og *ujevnheter* som bør registreres nøye foran et forsterkningsarbeid. Overflateskader og slaghull skyldes ofte andre forhold enn manglende bæreevne, men kan likevel være viktig for valg av forsterkningstiltak. Slaghull som skyldes kombinasjon av tynt dekke og dårlig/mangelfull klebing mellom lagene, kan være en indikasjon på risiko for glidninger mellom lagene også på steder hvor slaghull ennå ikke har oppstått. Slaghull kan også oppstå som en følge av svært alvorlig krakelering.

Ved kartlegging av dekkeskader ligger det en særlig utfordring i å vurdere hvilke skader som kom først og hvilke som er en følge av de første skadene. Dette kan være til stor hjelp når utbedringstiltak skal bestemmes.

Forholdet kan belyses ved følgende eksempler:

- Når et vegdekke både har betydelige spor og er krakelert, kan problemet være at man har sprekker i asfaltlagene slik at vann lett kommer ned i de granulære lagene under asfalten.



Dette fører til redusert bæreevne, og krakeleringen er da en medvirkende årsak til sporutviklingen.

- Dårlig bæreevne kan gi store elastiske og/eller plastiske deformasjoner. Er problemet alvorlig nok, blir tøyningene i asfaltlagene så store at sprekker og krakelering oppstår. Krakeleringen er da et resultat av egenskapene til materialene under asfalten.

Ved vurdering av dekkeskader må vegdekkets alder tas i betraktning. Sprekker og krakelering i et dekke som er 20 - 25 år gammelt, er som regel mindre alvorlig enn sprekker og krakelering i et dekke som er noen få år gammelt. Dette betyr også at et «nylagt» dekke kan gi et feilaktig inntrykk av vegens bæreevne, det tar noen år før refleksjonssprekkene fra underliggende gammel asfalt kommer til overflaten til det nye dekket.

Et vegdekke bør derfor være minst 3 - 4 år gammelt for at man skal få et noenlunde pålitelig bilde av de skader som bør inngå i grunnlaget for planlegging av forsterkningstiltak. Er dekket lagt senere, bør man legge mer vekt på kontakt med lokalkjente personer. Tidligere års vegbilder i ViaPhoto kan da også være en viktig del av grunnlaget.

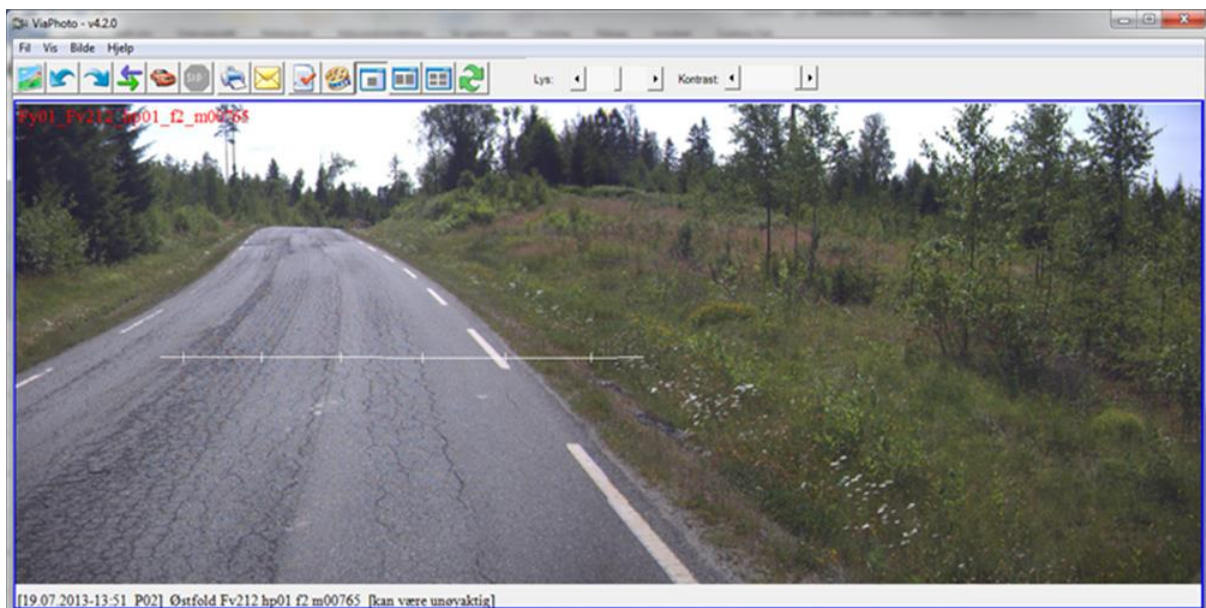
#### 11.4.2 Statens vegvesens egne dataregistre

##### *Vegbilder*

Registrering av vegbilder i ViaPhoto utføres årlig samtidig med måling av spor og jevnhet. Dette innebærer at vegvesenets folk har tilgang til oppdaterte bilder av vegen, og endringer i skadeutviklingen kan følges fra år til år.

Vegbilder i ViaPhoto er ikke så detaljerte at de kan erstatte befaringer, men de er godt egnet til å få et inntrykk av vegstrekningen. Bruk av sidebilder gir også mulighet for å vurdere veggrøftene og behov for tiltak utenfor selve vegarealet.

Vegbilder er et godt grunnlag for planlegging av befaringen og utvelgelse av steder for uttak av oppgravingsprøver, nedbøyningsmålinger etc.



Figur 11.10 Eksempel på vegbilde i ViaPhoto, fv. 212 i Østfold

### ***NVDB (Nasjonal vegdatabank)***

Nasjonal vegdatabank er en database med informasjon om riks- og fylkesveger, kommunale veger, private veger og skogsbilveger.

Årlige tilstandsmålinger fra ca. 1990 brukes ikke bare til å planlegge behovet for dekkefornyelser, men også til å vurdere hvilke dekkelevetider som er normale avhengig av dekketype og ÅDT (nominell dekkelevetid). Det framgår også når nye dekker er lagt på en strekning.

I NVDB kan man også hente fram data om:

#### *Drenering og overvannsystem*

Som en del av planleggingen av forsterkningstiltak vil det nesten alltid være behov for befaringer for å få mer detaljert informasjon om drens- og overvannsystemet. I vegdatabanken kan vi få stedfestet åpne sidegrøfter og stikkrenner.

#### *Vegbredde*

I NVDB inkluderer «vegbredde» egenskapstypene «vegbredde totalt», «dekkebredde» og «kjørebanebredde».

Når breddeutvidelser er en del av forsterkningstiltaket, er det åpenbart at data for kjørebanebredde, dekkebredde og total vegbredde er viktige data for planleggingen. Også ved andre typer forsterkningsarbeider er bredder viktig, både i forbindelse med kostnadsberegninger og for planleggingen av den praktiske gjennomføring av arbeidene.

ViaPhoto kan, med begrenset nøyaktighet, men ofte godt nok, også brukes til å bestemme dekkebredder.

#### *Vegens tverrprofil*

Å sikre et tilfredsstillende tverrfall for vegen, fortrinnsvis vurdert sammen med fallforholdene i vegens lengderetning, er en viktig oppgave ved alle forsterkningsarbeider.

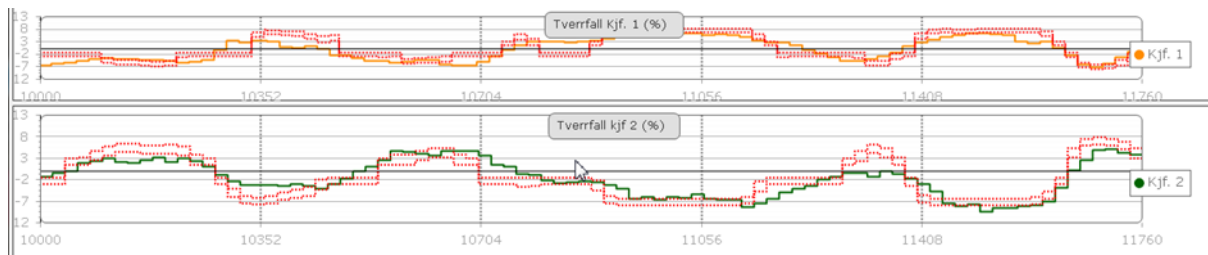
Håndbok N100 kapittel D har krav til minimums- og maksimumsverdier for resulterende fall ved utbedring av eksisterende veger. For alle veger, uavhengig av dimensjoneringsklasse, er det krav om minimum 2 % resulterende fall. For utbedring av nasjonale hovedveger er det for ÅDT  $\geq 1500$  maksimalt tillatt 10 % resulterende fall, for andre veger maksimalt 11,3 % resulterende fall.

Horisontal veg med lite tverrfall gir dårlig vannavrenning, med risiko for vannplaning om sommeren og isdannelse om vinteren. Oppvirvlet vann, spesielt fra hjulene til tunge kjøretøy, er et trafikkikkerhetsproblem både på veger med to og flere kjørefelt. På eldre vegdekker med porøs/forvitret overflate kan vann forårsake en akselerert nedbrytning, og på den måten gi en forkortelse av dekkelevetiden.

Kurver med feil tverrfall gir alvorlig risiko for utforkjøringsulykker. Denne problemstillingen inkluderer også feil i oppbygging av tverrfall i overgangen fra rettstrekning til kurve. Brå endringer i tverrfall er også en risikofaktor i forhold til trafikkikkerhet. I en del tilfeller kan dette tilbakeføres til setninger eller andre forhold som gir svanker i vegdekket.

Man skal huske at en utbedring av feil tverrfall i kurver ofte vil medføre behov for justering av rekkverk.

PMS2010 presenterer registrert tverrfall sammenliknet med vedlikeholdsstandardens krav. Et eksempel fra fv. 202 i Hedmark er vist i figur 11.11. De røde kurvene viser kravene til tverrfall i henhold til Håndbok R610.



Figur 11.11 Krav og registrert tverrfall for en PMS-parsell på fv. 202, Hp 2 i Hedmark

#### *Ujevnt telehiv*

NVDB inneholder en del registreringer av ujevne telehiv, men opplysningene er av variabel kvalitet og mange av registreringene er gamle. I tillegg er det minimalt av informasjon om hvor alvorlig det ujevne telehivet er, og bare unntaksvis om det er stikkrenner uten utkiling eller forskjeller i grunnen som er årsaken.

Man vil som regel få bedre opplysninger om ujevnt telehiv på de aktuelle vegstrekninger ved å ta direkte kontakt med lokalkjente personer, f.eks. driftskontraktens byggeledere.

#### *Sprekker*

En ny modul i ViaPPS er en presentasjon av sprekker i vegdekket, der kjørebanelen er delt inn i fem seksjoner over kjørefeltets bredde. Systemet angir hvorvidt det i en seksjon er sprekker med bredde 5 mm eller mer. Det skilles imidlertid ikke mellom en seksjon med én enkelt sprekk og en seksjon full av sprekker, og heller ikke mellom sprekkeene med hensyn til alvorlighetsgraden.

Inntil videre bør rapporten bare brukes som en indikator på omfanget av sprekker i vegdekket (2015).

#### **Behov for oppdaterte data**

NVDB inneholder ulike data som er viktige ved planlegging og dimensjonering av forsterkningstiltak, men det er likevel viktig med kvalitetssikring slik at feil og unødvendige data blir luket bort.

Framskaffelse av nye data vil som nevnt ofte være aktuelt fordi det vil være informasjon som ikke finnes i NVDB. Vi må være sikre på at den informasjonen vi har er oppdatert.

### **11.4.3 Bæreevnmålinger**

#### ***Bæreevnmålinger med fallodd***

Nedbøyningsmålinger med fallodd er beskrevet i Statens vegvesens Håndbok R211, og i denne læreboka i kapittel 8.

Falloddsdata (målt kraft og nedbøyninger) gir et godt bilde av vegoverbygningens stivhet og evne til å tåle trafikkbelastninger. Små nedbøyninger indikerer at lagene i overbygningen har god lastfordelende evne slik at påkjenningene på materialene i grunnen ikke er for store i forhold til hva de tåler. Små nedbøyninger indikerer også at tøyningene i asfaltlagene er små slik at risikoen for oppsprekking på grunn av utmatting er liten.

I tillegg til de totale nedbøyninger gir nedbøyningsbassengets form en informasjon om hvor i vegoverbygningen man har de største svakheter. Dersom nedbøyningsbassenget har en flat kurve og stor bredde, har man normalt en vegoverbygning hvor den øverste delen er relativt stiv, mens materialene i grunnen er myke. Dersom nedbøyningene gir et basseng med krappe kurver, forventer man å finne de svakeste materialene øverst i forsterkningslaget eller i bærelaget. Forholdet  $D_0/(D_0-D_{20})$  er avgjørende for å si noe om hvor det svakeste materialet ligger.



Figur 11.12 Feltundersøkelser (Håndbok R211)

En vegoverbygning med telefarlig forsterkningslag kan ved måling om sommeren etter en lang periode med lite nedbør ha nedbøyningsdata som indikerer at vegoverbygningen har svært god bæreevne. I forhold til teleløsningsperioden, som er den kritiske med hensyn til vegens bæreevne, kan forskjellen være stor.

En god tolkning av nedbøyningsresultatene krever derfor at man kombinerer selve nedbøyningsdataene med tilstandsdata og informasjon om materialene i grunnen og i overbygningen, ev også temperatur og nedbørsforhold ved og i tiden før målingene ble utført.

### **Styrkemålinger med DCP**

DCP (Dynamic Cone Penetration) kan være et godt hjelpemiddel for å fastlegge lagdeling og materialstyrke i forbindelse med planlegging av forsterkningsarbeider. Dette er et håndholdt utstyr hvor en kon med bestemt form slås ned i vegen med et lodd som har en bestemt vekt og fallhøyde.

Måling av skjærstyrke med DCP er beskrevet i Statens vegvesens Håndbok R211, og i denne læreboka i kapittel 8.

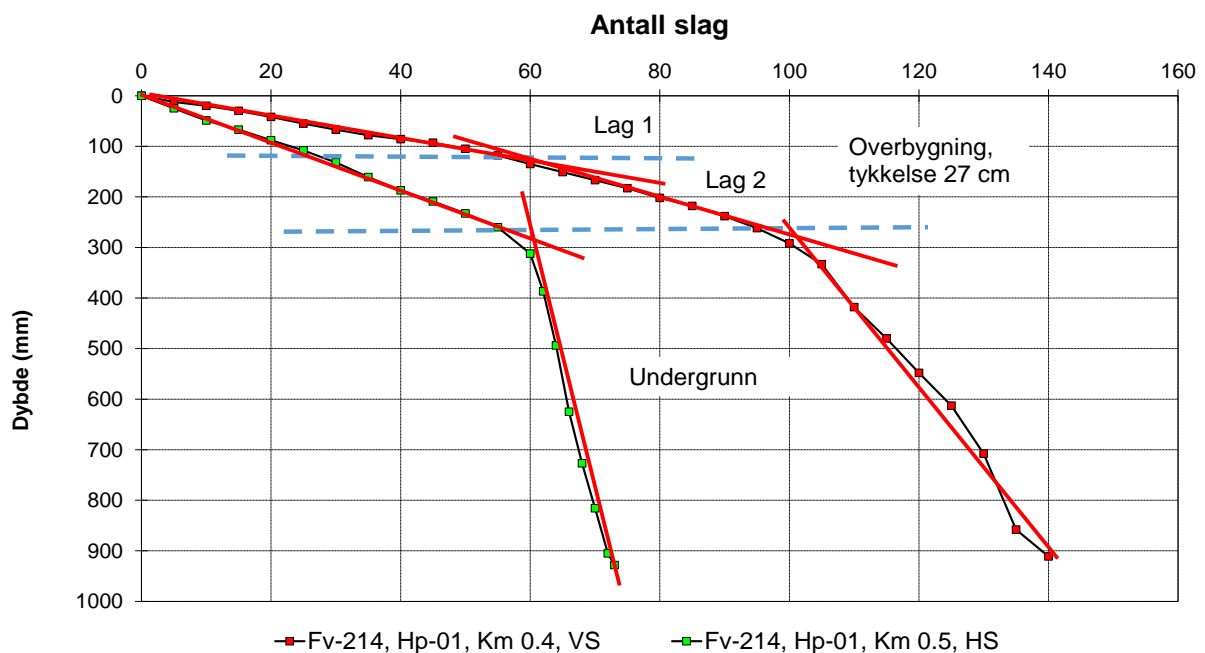
Sondering med DCP utføres etter at asfaltlagene er fjernet ved kjerneboring e.l. Utstyret egner seg ikke i grove materialer pga. problemer som oppstår når sonderingen treffer store steiner. Det er viktig å være klar over at utstyret gir et mål på styrken *på det tidspunktet sonderingene gjennomføres*, det er ikke gitt at dette treffer sammen med tidspunktet hvor styrken er som lavest.

Figur 11.13 viser to sonderinger for en fylkesveg hvor antall slag er plottet som funksjon av dybden. Styrken er en funksjon av helningen på grafene. En slak helning indikerer liten synk

pr. slag og dermed et fast materiale. Motsatt vil bratt helning indikere stor nedtrengning pr. slag og dermed et svakt materiale.

Figuren viser også hvordan disse dataene kan tolkes. Hvert lag har sin styrke og dermed tilnærmet lik synk pr. slag. De deler av kurven som representerer en rett linje utgjør derfor et lag. Vi ser at vi har et lag like under asfalten (lag 1) som er 11-12 cm tykt. For laget under (lag 2) er helningen litt brattere og laget er derfor er noe svakere enn lag 1.

Ved dybde 27 cm viser figuren en merkbar endring, det er tydelig at materialene herfra og nedover er langt bløtere enn de to lagene over. Man har kommet ned på undergrunnen og DCP-sonderingene viser dermed at tykkelsen av vegfundamentet her kun er 27 cm, under ev. asfaltlag.



Figur 11.13 Resultater fra DCP-målinger på to veier /2/

Helningen på grafene over kan angis som *synk i mm pr. slag*, dette kalles DCP-verdi. Det er utviklet flere empiriske ligninger for sammenhengen mellom DCP-verdi og styrkeparameteren CBR (California Bearing Ratio). CBR er en kjent parameter i flere dimensjoneringsystemer (jfr. kapittel 5).

Følgende sammenheng er mye brukt:

$$\log CBR = A - B * \log DCP$$

Parameterne A og B er materialavhengige, for sandige og grusige materialer brukes ofte verdiene  $A = 2,2$  og  $B = 0,71$ .

Det er også påvist en sammenheng mellom CBR-verdi og lastfordelingskoeffisienten  $a$ , men igjen; man må være oppmerksom på at verdiene gjelder på det tidspunktet som sonderingene gjennomføres. Dette er nødvendigvis ikke det tidspunktet som er kritisk mht. bæreevnen.

#### 11.4.4 Oppgraving for bestemmelse av materialer og lagtykkelser i vegen

God kjennskap til materialer og lagtykkelser i vegoverbygning og undergrunn er viktig for riktig planlegging av forsterkningstiltaket. Tidligere oppgravingsresultater som er lagret i NVDB er gjerne mangelfulle, i de fleste tilfeller kreves derfor innhenting av nye oppgravingsdata.

Prøvetaking i veg er beskrevet i Håndbok R211 Feltundersøkelser /14/. Også deler av Håndbok V222 Geoteknisk felthåndbok /4/ er relevant for prøvetaking av materialer fra granulære lag i vegoverbygningen og i grunnen.

Oppgravinger er omfattende arbeid, det er derfor viktig å få mest mulig kunnskap om vegens oppbygning ved hjelp av et begrenset antall prøver. Verdt å være obs på i planlegging av oppgraving er bl. a.:

- At tidligere uttatte prøver lagret i NVDB utnyttes
- Bæreevne målinger kan vise hvilke variasjoner en har i vegens oppbygning
- Dekkeskader kan variere i omfang og type
- Grunnforholdene kan variere, slik det fremkommer på løsmassekart fra NGU

Oppgravingsprøver er også aktuelt for å finne årsaker til dekkeskader og problemområder. Av den grunn bør resultatene av skadkartleggingen være klare før man bestemmer behovet for oppgravingsprøver. I de tilfeller hvor de aktuelle forsterkningstiltakene inkluderer utbedring av kantskader og/eller breddeutvidelse, er det aktuelt å klarlegge eventuelle forskjeller i lagtykkelser og materialer over tverrprofilen. Man bør da variere prøvetakingsstedene slik at hele tverrprofilen blir dekket.

Det vil normalt være behov for oppgravingsprøver i minst 3-4 punkter per km veg på de svakeste delene av vegen.

I praksis vil man normalt ha valget mellom prøvetaking ved hjelp av traktorgraver e.l. eller ved hjelp av skovlboring.

Bruk av traktorgraver i veg med fast dekke innebærer fjerning av et større areal av asfaltdekket, med tilsvarende areal å sette i stand etter prøvetaking.

Ved uttak av prøver ved hjelp av skovlbor vil man normalt bruke kjerneboring (maks 200 mm i diameter) for å komme gjennom asfaltlagene. Dette begrenser størrelsen til skovlboret som skal ta prøver av de granulære materialene under asfalten. Dette kan fungere fint for sand eller mer finkornige masser, men det kan være vanskelig å ta ut representative prøver i materialer av grov pukke eller kult.

Bestemmelsen av tykkelsen på de forskjellige lagene inngår alltid ved oppgravinger. I mange tilfeller får man de mest pålitelige lagtykkelsene ved måling på veggene i oppgravingsshullet. Hvilke analyser som ut over dette bør utføres, avhenger av materialene.

For bituminøse materialer kan følgende gi nyttig informasjon:

- Når asfaltkjernen består av flere lag, må heften mellom lagene vurderes.
- Materialets lastfordelingsegenskaper bør anslås. Består den uttatte prøven av en fast borkjerne, er det lett å få ut løse steiner fra kjernen eller har prøven sprekker av betydning?
- Vurdering av bindemiddelinhold og steinmaterialets korngradering er aktuelt dersom først fjerning og deretter gjenbruk av gammel asfalt er en sannsynlig del av forsterkningstiltaket.

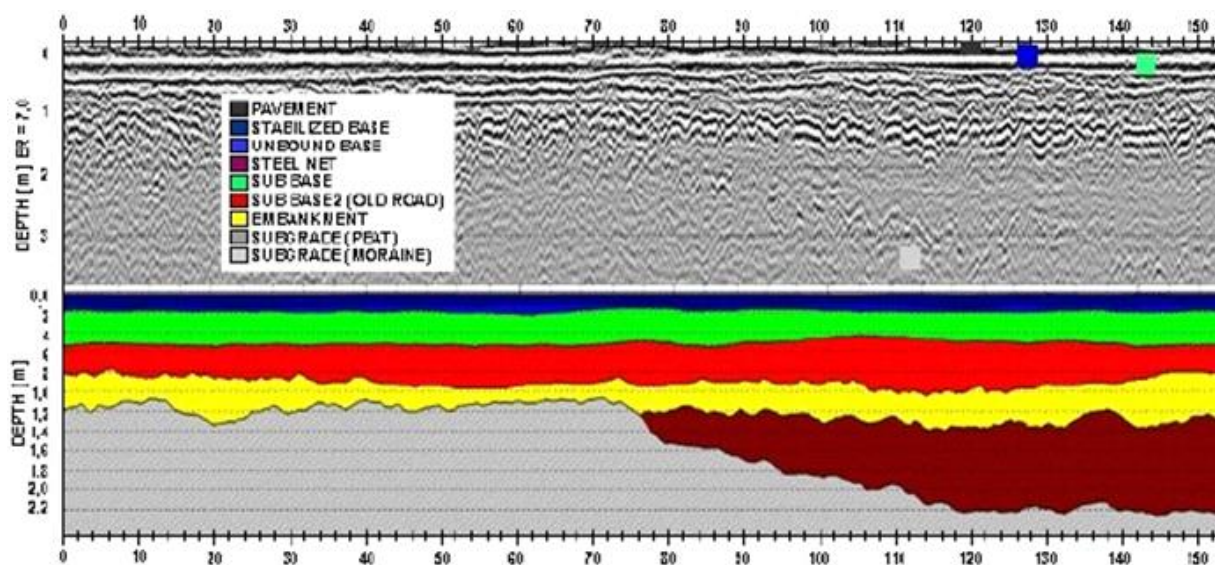
For granulære materialer vil følgende gi nyttig informasjon:

- Kornfordeling, inklusive bestemmelse av vannømfintlighet (dvs. andelen materiale under 0,063 mm regnet i forhold til materialet mindre enn 22,4 mm).
- Materialets telefarlighet, dvs. andelen materiale mindre enn 0,020 mm regnet i forhold til materialet mindre enn 22,4 mm. Bestemmelsen av materialets vannømfintlighet kan gi en indikasjon på telefarligheten.
- Dersom det er mistanke om humus i materialet bør dette inngå i analysene.
- En enkel klassifisering mht. andelen knuste partikler, ev. om materialet består av knust fjell.
- En vurdering av ev. andel av svake korn i materialet.

### 11.4.5 Georadar

Georadar er utstyr som kan kartlegge lagdelingen i en vegkonstruksjon og/eller i grunnen ved hjelp av elektromagnetiske bølger på UHF og VHF frekvenser. Georadaren måler tiden det tar fra en puls er sendt ut til den kommer tilbake igjen etter å ha blitt reflektert fra ulike overflater med forskjellige egenskaper. Utbredelsen av disse bølgene avhenger av materialenes dielektrisitetverdi (øker med vanninnhold) og elektriske ledningsevne (øker med ioneinnhold). Se for øvrig nærmere omtale i kapittel 8.

I forbindelse med forsterkning av veg vil data fra georadar kunne gi informasjon om lagtykkelse og til en viss grad hvilke type materialer lagene består av og deres kvalitet basert på dielektrisk verdi. Videre vil en, med visse begrensninger i dybdevirkning, kunne finne bl. a. grunnvannsnivå, frostdybde, stikkrenner, rør og kabler og bergoverflate og dybde av myr.



Figur 11.14 Resultater fra georadarmålinger på myr (Bilde: Roadscanners)

Tolking av georadardata krever erfaring og trening og bør overlates til erfarent personell. Det vil være behov for et begrenset antall oppgravingsprøver for kalibrering av målingene.

Georadar er et godt supplement og input til en integrert analyse der andre typer data slik som data fra fallodd, spor og jevnhet, laserskanning og video/bilder tas i bruk. Ved å studere tverrprofiler fra georadarmålinger kan en danne seg et inntrykk av om spordeformasjoner skyldes deformasjoner i bærelag eller i grunnen, noe som har stor betydning for valg av tiltak.

## 11.5 Grunnlag for valg av tiltak

### 11.5.1 Inndeling i delstrekninger

Det vil være hensiktsmessig å dele inn vegen som skal forsterkes i delstrekninger, med ensartede forsterkningstiltak. Dette begrunnet bl. a ut fra:

- De generelle behov for forsterkning ut fra kort dekkelevetid og ønsket om å differensiere tiltakene slik at vegen får en mest mulig ensartet tilstandsutvikling etter forsterkningen.
- Bestemmelse av lokale partier hvor det skal utføres spesielle utbedringstiltak på grunn av utglidninger, ujevnt telehiv o.l. Disse tiltakene bestemmes normalt ut fra skadekartleggingen ved befaringer.

Inndelingen baseres i hovedsak på følgende forhold:

- Variasjoner i beregnet dekkelevetid ut fra årlig økning i spordybde.
- Tilgjengelig informasjon om vegoverbygningen og materialene i grunnen.
- Variasjoner i beregnet bæreevne basert på bæreevne målinger.
- Vegens høyde i forhold til terrenget og terrengets topografi.
- Avkjørslser og vegkryss, endringer i trafikkmønster o.l.
- Praktisk inndeling ut fra aktuelle tiltak.

Ved større forsterkningsprosjekter kan det være fordelaktig å vurdere en inndeling i delstrekninger i to trinn. Første trinn kan baseres på den informasjon som er lett tilgjengelig og relativt komplett for hele prosjektet. Ut fra dette kan en vurdere om eksisterende oppgravingsdata og nedbøyningsdata er tilstrekkelig for en dimensjonering av forsterkningstiltaket, eller om det er behov for å gjennomføre nye målinger og prøvetakinger.

Når resultatene fra de nye målingene foreligger, må man revurdere inndelingen i delstrekninger ut fra alle dataene som er listet opp ovenfor.

Differensiering av utbedringstiltak for grøfter, lukket drenering og stikkrenner baseres på spesielle vurderinger av dreneringen og overvannshåndteringen langs vegen.

### 11.5.2 Forhold det er viktig å ta hensyn til

De forhold det er viktigst å ta hensyn til ved et forsterkningsarbeid, er kort omtalt nedenfor.

#### *Drenering*

Behovet for tiltak knyttet til dreneringen og overvannshåndteringen må alltid vurderes i forbindelse med forsterkningsarbeid. Slike arbeider bør gjennomføres minst ett år før de øvrige tiltakene slik at grusmasser o.l. i overbygningen får tid til å dreneres ut og eventuelle setninger blir unnagjort.

#### *Hvor ligger vegens svakhet?*

- Dersom vegens svakhet er knyttet til at overbygningen er for tynn, men at materialene i vegoverbygningen er tilfredsstillende, så vil det ofte være naturlig å bygge videre opp på den eksisterende vegen.
- Dersom det ligger en svakhet i bærelaget, noe som ofte er tilfelle, vil det som regel være riktig å nøytralisere dette, enten ved at det fjernes, eller ved at det inngår i en stabilisering.
- Dersom svakheten ligger lenger nede, i forsterkningslaget, kan det bli kostbart å rette opp materialsvakheten på denne dybden. Det kan da være riktig å bygge seg opp på eksisterende veg, selv om den eksisterende svakheten da forblir liggende i konstruksjonen.



### ***Forsterkningsbehovets størrelse***

Dersom forsterkningsbehovet er stort vil bruk av asfalt i tykke lag som regel være kostbart sammenliknet med andre tiltak. Et annet eksempel er dypstabilisering av grusbærelag, som ofte må kombineres med andre tiltak for å tilfredsstille forsterkningsbehovet og gi et dekke som fungerer etter hensikten på lang sikt.

### ***Vegens geometri***

De fleste forsterkningstiltak vil gi en smalere veg dersom breddeutvidelse ikke inngår i forsterkningstiltaket. For smal vegbredde er en mangel ved store deler av riks- og fylkesvegnettet i Norge. Tiltak som vil gjøre en smal veg enda smalere, er derfor som regel uønsket.

### ***Sprekker og krakelering i vegdekket***

Forsterkningsarbeider bør ha som mål å hindre at sprekker og krakelering i det gamle dekket finnes igjen i form av refleksjonssprekker få år etter at forsterkningstiltaket er gjennomført. Dette kan oppnås ved å legge inn et spenningsbrytende lag, ved at dekket freses som en del av en dypstabilisering, eller ved at en form for armering inngår i forsterkningen.

Hva slags typer sprekker det er og hvor store bevegelser er gjennom året, blir da en viktig del av vurderingsgrunnlaget.

### **11.5.3 Ujevnt telehiv – en spesiell utfordring**

Ujevnt telehiv kan opptre både i vegens lengderetning og tverretning. Det har stor negativ innvirkning på vinterdriften og vegholders kostnader til vedlikehold av vegen samt på trafikantenes kjørekostnader, fremkommelighet, ulykkesrisiko og kjørekomfort.

Ujevnt telehiv kan være forårsaket av flere forhold. Noen av disse er:

- Variasjon i lagtykkelser i vegoverbygningen og variasjon i materialegenskapene (f. eks. telefarlighet, varmeledningsevne og/eller varmekapasitet).
- Naturlige variasjoner i massene i grunnen, f.eks. mht. telefarlighet og/eller permeabilitet.
- Variasjoner i strømming av vann gjennom grunnen som en følge av massene i grunnen, variasjoner i omliggende terreng, inngrep i naturen (anleggsveger, terrenggrøfter) m. m. Variasjonene kan også ha mer «tilfeldige» årsaker ved at det f.eks. dannes vannårer i grunnen med ulik vanngjennomstrømming i massene.
- Variasjoner som skyldes utenforliggende forhold, som f.eks. smal veg med store brøytekanter som isolerer mot nedtrengning av frost.
- Dårlig utførelse ved legging av stikkrenner.

Etablering av utkilinger, slik dette er beskrevet i Håndbok N200, er ett av flere tiltak for å få myke overganger mellom steder med og uten telehiv. En kombinasjon av lukket drenering og masseutskifting av telefarlig materiale er antagelig ett av de mest effektive tiltakene på steder hvor telehivet er spesielt stort. Det endelige valg av tiltak, ev. kombinasjon av tiltak, må vurderes ut fra en vurdering av forholdene på stedet. Dette krever grunnundersøkelser, med mindre årsaksforholdene er helt åpenbare.

De klimaendringer som er registrert i de siste årene vil etter all sannsynlighet fortsette i de kommende år. Selv om gjennomsnittlig frostmengde blir redusert, er ekstremværet forventet å bli verre, slik at de kaldeste vintrene blir kaldere enn tidligere. For svært mange kommuner er derfor  $F_{100}$  økt i siste Håndbok N200 i forhold til tidligere.

Dersom f.eks. en veg har telefarlig grus i bærelaget og ikke telefarlige masser lenger ned i overbygningen, vil streng kulde tidlig på vinteren innebære at frosten raskt går gjennom

bærelaget og videre ned i vegfundamentet og i grunnen. I det telefarlige bærelaget vil det da dannes svært tynne islinser, noe som gir lite telehiv. En mildere vinter, hvor frostfronten blir stående i ro i grusbærelaget, kan derimot gi store islinser i laget. Dette kan gi telehiv og svært dårlig bæreevne i teleløsningsperioden som en følge av overskudd av vann i det vannømfintlige materialet.

Under ugunstige forhold kan derfor mildere vintre føre til mer telehiv og dårligere bæreevne i teleløsningsperioden.

## 11.6 Beskrivelser av mulige forsterkningstiltak

Riktig valg av forsterkningstiltak er avhengig av de skader som har oppstått og årsaken(e) til skadene. Mange forsterkningsarbeider krever en kombinasjon av flere typer tiltak for å gi et tilfredsstillende resultat,

De mest aktuelle tiltakene er beskrevet i dette kapitlet.

### 11.6.1 Drenstiltak

#### *Etablering/utbedring av åpne grøfter*

Grøftetiltak som et forsterkningstiltak består av etablering av nye grøfter eller utbedring på steder hvor tidligere arbeider har vært ufullstendig.

Etablering og utbedring av åpne grøfter er et generelt forsterkningstiltak som nesten alltid har en positiv innvirkning på vegens funksjonsegenskaper og dekkelevetid. Ved ethvert forsterkningstiltak bør det vurderes om det er behov for utbedring av overvannshåndtering og vegens drenering.

Noen steder mangler det grøft, og skjæringsskråningene går nesten helt inn til vegkanten. Etablering av ny grøft vil da kreve tiltak på skråningene, enten ved at man tar ut masser i hele skråningens høyde, ved at skråningen gjøres brattere eller ved anvendelse av støttemurer. Brattere skråning krever tiltak for å unngå overflateerosjon og/eller utglidninger.

Punktvis utbedring av overvannsgrøfter vil inkludere fjerning av fremstikkende fjell og store steiner som hindrer vannet i å renne fritt i grøften, et tiltak som også fungerer som et trafiksikkerhetstiltak.



Figur 11.15 *Behov for punktvis utbedring av grøft og grøfteskråning (t.v.). Smal veg, manglende grøft og tunge kjøretøy gir rask nedbrytning av vegen (t.h.)*

Bratte grøfteskråninger og dyp åpen grøft med V-formet bunn er som regel uønsket med hensyn på trafiksikkerheten, og på nybygd veg skal grøften ha en horisontal bunn med bredde 50 cm.

Langs eldre veger har det likevel vært mer vanlig å etablere sidegrøfter med V-formet bunn. Dype sidegrøfter kan utløse krav om rekkverk ut fra trafikksikkerhetskrav.

Samtidig med en vurdering av behovet for etablering og/eller utbedring av åpne grøfter er det viktig å ha en grundig vurdering av stikkrennene på strekningen, både med hensyn til hvor det er etablert stikkrenner, dimensjoner og utforming av innløp og utløp.

#### *Grunnlagsdata*

En utvidelse av grøfteprofilen vil ofte kreve utvidelse av hele skjæringsprofilen. Klarlegging av nabogrenser blir da en viktig del av forarbeidene for tiltaket.

Etablering og utbedring av åpne grøfter kan komme i konflikt med eksisterende ledninger og kabler i grunnen. En klarlegging av hva som ev. finnes av slikt er derfor en viktig del av grunnlagsinformasjonen for arbeidene.

#### *Planlegging av tiltaket*

Med unntak av gater i bymessige strøk vil åpne sidegrøfter for håndtering av overvann som regel være den rimeligste løsningen. Valget mellom dype åpne sidegrøfter eller lukket drenering for håndtering av vann i grunnen, avhenger av de stedlige forhold, slik som trafikksikkerhet og terrenget langs vegen.



*Figur 11.16 Kult helt inn til vegkanten gir en grøft med liten hydraulisk kapasitet og for liten plass for snø (t.v.). Vanddam dannes pga. for små drenshull i betongmuren (t.h.). (Foto: Statens vegvesen)*

Fjerning av vegetasjon på grøfteskrånninger ved utvidelse av skjæringsprofilen som en følge av etablering av sidegrøft, gir skjæringskrånninger som kan være spesielt sårbare overfor erosjon og utglidning de første årene. Ved utbedring av åpne grøfter langs eksisterende veg vil det derfor være fristende å redusere kravene til grøftens utførelse, enten ved å etablere for grunne grøfter eller ved å la skråningene være for bratte i forhold til materialene som blottlegges.

Etablering av dyp sidegrøft som utløser krav om rekkverk, har konsekvenser for kostnadene ved fremtidig grøfterenskj, fjerning av torvkanter, etc.

Et godt planlagt og gjennomført drenstiltak har svært positiv effekt på dekkelevetiden. Hvis det er utbedring av et tidligere dårlig dreneringsarbeid som utføres, kan dekkelevetiden forbedres med langt over 20 %.



*Figur 11.17 Før vegetasjonen er godt etablert er vegskråninger særlig utsatt for erosjon og utglidning (t.v.). Lukket drenering og pukkestrenger etablert som erosjonssikring i skråningen (t.h.). (Foto: Statens vegvesen)*

### **Etablering av lukket drenering**

I noen tilfeller kan etablering av lukket drenering være et selvstendig forsterkningstiltak som er tilstrekkelig for å oppnå ønsket dekkelevetid og funksjonsegenskaper. Men ofte gjennomføres en etablering av lukket drenering sammen med andre forsterkningstiltak.

Ideelt sett bør slike tiltak gjennomføres ett eller to år i forkant av et ordinært forsterkningstiltak, slik at effekten av tiltaket kan tas med i vurderingen av forsterkningsbehovet.

Det er normalt enklere og rimeligere å etablere åpne dype sidegrøfter enn å etablere lukket drenering. Åpne grøfter er også mer robuste enn lukket drenering med hensyn til å håndtere spesielle kapasitetsbehov ved flom, i tillegg er det enklere å ha oversikten over behovet for utbedring eller fornying. I mange tilfeller, f.eks. i mer bymessige strøk eller hvor terrengforholdene og/eller kravene til trafiksikkerhet gjør det nødvendig, må håndtering av vann i grunnen likevel baseres på lukket drenering.

Hovedregelen er at lukket drenering skal etableres frostfritt, det vil si at drensledningene legges dypere enn dimensjonerende frostdybde. En frostfri drensledning vil fungere hele året, også i teleløsningsperioden hvor det er særlig viktig å få ledet bort vannet fra smeltede islinser i og under vegoverbygningen slik at perioden med redusert bæreevne blir kortest mulig.

Drensledninger er som regel av betong eller plast. Betongrør (uten pakning i skjøtene) slipper vann inn gjennom skjøtene, mens plastrør har spalteåpninger. Med regelmessig avstand knyttes drensledningene til kummer for inspeksjon og spyling for å tømme ledningene for sedimenter. Avstanden mellom kummene er normalt 50 - 100 meter. Kummene utformes som sandfangkummer slik at slam o.l. ikke går videre i drenssystemet.

Et lukket drensssystem inkluderer avløpsledninger for bortledning av vannet, enten til infiltrasjon i grunnen, til en bekk eller elv, eller til terrenget hvor punktutslipp av vann ikke gjør noen skade eller er til ulempe for vegens naboer.

En fordel med lukket drenering er at den normalt ikke medfører behov for utvidelse av det arealet som vegen med tilhørende installasjoner legger beslag på.

#### *Grunnlagsdata*

Frostmengden og frostdybden på stedet må vurderes ut fra hovedregelen om at drensledningen skal ligge i frostfri dybde. Normalt baseres beregning av frostdybden på frostmengden med returperiode 10 år,  $F_{10}$ . Drensgrøfter er ofte plassert noe utenfor bar vegoverflate, og dette gir som regel en ekstra sikkerhet mot gjenfrysing på grunn av snøens isolasjonsevne.

#### *Planlegging av tiltaket*

Ved forsterkning av veg vil drensgrøften normalt bli vegens sidegrøft. Bunnen av drensledningen skal være minst 35 cm under planum for vegoverbygningen.

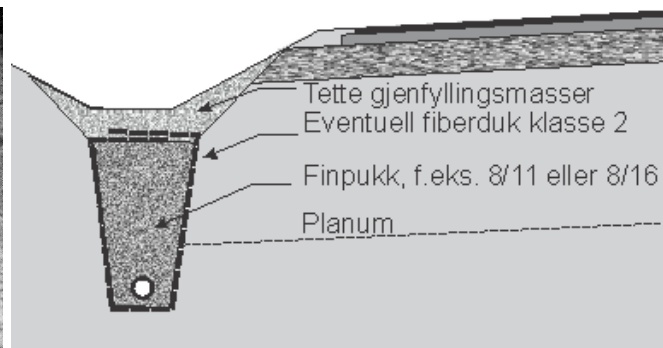
Som regel brukes det drensledninger av plast med innvendig diameter 100 mm eller av betong med innvendig diameter 150 mm. Normalt får man det rimeligste og enkleste resultat ved bruk av 100 mm plastrør med drens-spalter, men betongrør har en fordel ved at man kan bruke grovere steinmaterialer inn mot rørene. Dette kan f.eks. være en fordel for drensledninger i fjellskjæringer.

For å sikre best mulig permeabilitet mot drensledningen, samt unngå infiltrasjon av finstoff gjennom drens-spaltene og inn i drens-røret, bør drensledningen ligge i en grøft av finpukk. Behovet for fiberduk i grøften må da vurderes ut fra filterkriteriene og massene i grunnen. Uavhengig av bruk av tetningssjikt eller ikke, bør det være god avstand mellom bunnen av overvannsgrøften og ev. fiberduk, bl.a. av hensyn til fremtidig grøfterensk.

Ved lukket drenering bør bunnen av overvannsgrøften være minst 40 cm under høyden på vegkanten.

Etablering av lukket drenering kan normalt gjennomføres innen vegholders egne arealer, og grunnerverv er derfor som regel ikke nødvendig. Minnelige avtaler for punktutslipp av vann kan i enkelte tilfeller være nødvendig.

Ofte vil etablering av lukket drens-system bli utført samtidig med en opprusting og /eller endring av overvannsystemet. Dette kan bl.a. innebære et behov for tiltak for å unngå fremtidige erosjonsskader.



*Figur 11.18 Etablering av lukket drenering på nytt veganlegg /10/ (t.v.). Lukket drensgrøft med tetningssjikt for overvann (t.h.)*

### 11.6.2 Nye bærelag

#### ***Bituminøst, varmblandet bærelag***

Bruk av bituminøst, varmblandet bærelag og nytt asfaltdekke er et velegnet forsterkningstiltak dersom vegen generelt sett er underdimensjonert i forhold til trafikkbelastningen, men ellers er uten problemer som krever spesielle utbedringstiltak.

Forsterkning med varmblandet asfalt er mindre væravhengig enn mange andre forsterkningstiltak. Det er likevel viktig at tiltaket ikke utføres tidlig om våren dersom det fortsatt er telehiv på vegen, eller sent om høsten under ugunstige værforhold.

Som bærelag brukes gjerne asfaltert grus (Ag) eller asfaltert pukk (Ap), og forsterkningen avsluttes med et nytt slitelag, eventuelt også bindlag.

Dette tiltaket kombineres ofte med andre utbedringstiltak, som f.eks. utbedring av svanker, kantforsterkning, breddeutvidelse o.l. Dersom det eksisterende vegdekket er krakelert eller har andre bæreevnerelaterte sprekker, kan utvikling av refleksjonssprekker forsinkes ved at nedre del av det nye bærelaget består av asfaltert pukk, Ap 16 eller Ap 22.

Et tiltak bestående av nytt bærelag og dekke på eksisterende veg vil normalt gi en reduksjon i vegbredden. Dersom tiltaket eksempelvis består av 6 cm bærelag og 4 cm nytt vegdekke, vil vegbredden bli redusert med ca. 40 cm. En viktig forutsetning er dermed at vegen har tilstrekkelig bredde til å tåle en slik reduksjon uten at dette er negativt for trafikksikkerhet og fremkommelighet. De fleste veger med behov for forsterkning er så smale at tiltaket må kombineres med breddeutvidelse.

De mest aktuelle varme verksblandede massetyper til bærelag er

- Asfaltert grus, Ag 11 eller Ag 16 (maks 4,5 og 5 cm)
- Asfaltert pukk, Ap 11 eller Ap 16 (maks 4,5 og 5 cm)

Tiltaket innebærer at vegen heves ca. 10 cm eller mer, og dette kan utløse behov for heving av rekkverk.

#### ***Bituminøst, kaldblandet bærelag***

Begrepet «bituminøst, kaldblandet bærelag» er et samlebegrep som omfatter flere typer bitumenstabiliserte bærelag. Felles for de massetyper som er beskrevet her, er at massene er produsert i et produksjonsanlegg utenfor vegområdet. Produksjonsanlegget kan være alt fra ordinære stasjonære asfaltfabrikker til enkle mobile anlegg.

Metoden er godt egnet ved oppgradering av lavtrafikkveger med dårlig bæreevne eller ved rehabilitering av en overbygning i dårlig forfatning, f.eks. med dårlige materialer i bærelaget.

Kaldblandede bærelag gir en begrenset økning i vegoverbygningens styrkeindeks. Man må derfor vurdere om den forventede økning samsvarer med vegens forsterkningsbehov. For å oppnå ønsket effekt kan det være nødvendig å kombinere tiltaket med andre tiltak.

På veger med dårlig bæreevne og lav trafikk bør slitelaget være fleksibelt. Mykasfalt og gjenbruksasfalt er da de mest aktuelle dekketyper. Dersom Agb benyttes som slitelag, må man vurdere å bruke et mykere bindemiddel enn det som er mest vanlig for Agb.

Bituminøse, kaldblandede bærelag kan bestå av både masser som er tilført utenfra, produsert i verk og lagt ut, og av oppgraving/fresing av eksisterende bærelag hvor massene transporteres

til et mellomlager med et produksjonsanlegg for innblanding med et bindemiddel, hvorefter massene legges tilbake og komprimeres. I begge tilfeller anbefales det at de gamle asfaltmassene (vegdekke og ev. bituminøst bærelag) fjernes ved fresing. Det er normalt ønskelig at fresemassene tilbakeføres på veggen i form av knust asfalt som et midlertidig dekke, ev. i form av gjenbruksasfalt.

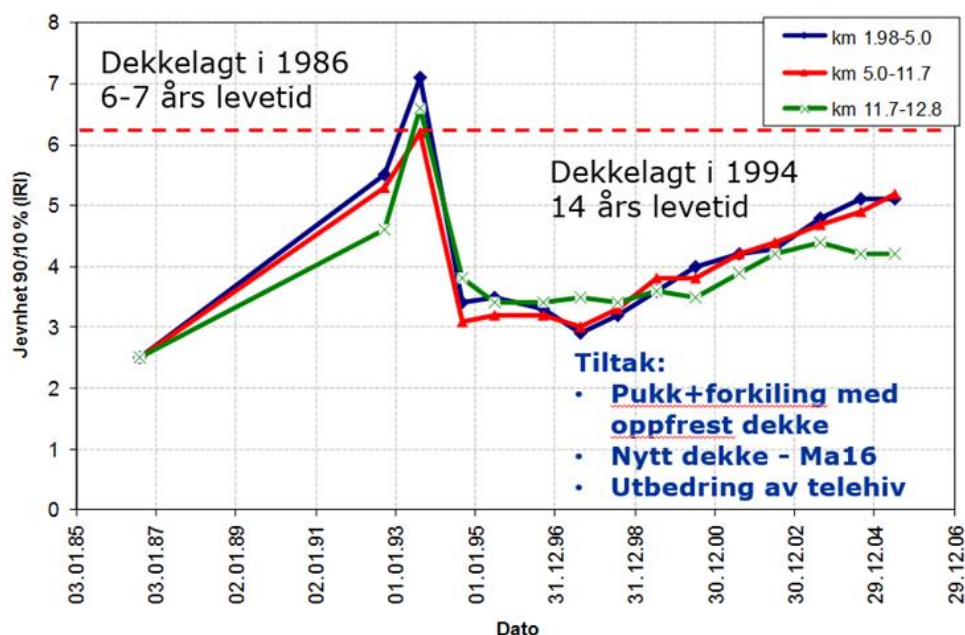
Kaldblandede masser med bitumenemulsjon eller skumbitumen bør ikke utføres som høstarbeid. Spesielt asfaltskumgrus (Asg) og bærelag av skumgrus (Sg) trenger en tid under trafikk før første vinter for å binde seg og oppnå tilstrekkelig styrke til å motstå frost og brøyting. Overflaten bør forsegles så snart som mulig. Trafikken vil normalt føre til en etterkomprimering av massene. Det bør benyttes et foreløpig dekke, med et permanent dekke etter 2-3 år.

Enkle, rimelige løsninger forutsetter at man utnytter de materialer som er tilgjengelig på en best mulig måte. Dersom man f.eks. har et bærelag av samfengte materialer 0/120 med noe for høyt finstoffinnhold, kan man få et godt resultat ved å splitte materialet i 0/16 som stabiliseres og legges ut som et øvre bærelag på et drenerende nedre bærelag av 16/120.

### **Bærelag av forkilt puk (Fp)**

Tiltaket består i utlegging av puk, f.eks. sorteringen 22/63 i 10 cm tykkelse. Materialet bør normalt legges ut med en pukktutlegger. Etter utlegging og komprimering forkiles pukklaget (dvs. låses av i toppen) med finpukk, knust asfalt eller asfaltert grus. Etter utført forkiling og komprimering legges det ut et dekke på toppen av varmblandet eller kaldblandet asfalt.

En fordel med et bærelag av forkilt puk er at det er permeabelt, det vil si at det vannet som i teløsningsperioden smelter ovenfra, har mulighet for å bli drenert ut gjennom pukklaget og dermed forkorte perioden med særlig dårlig bæreevne. For å oppnå full effekt av dette, bør et ev. gammelt asfaltdekke fjernes, fortrinnsvis ved fresing for gjenbruk på anlegget.



Figur 11.19 Registrert dekkelevetid før og etter et forsterkningsarbeid med bærelag av forkilt puk (Ill.: Geir Berntsen)

Med en lastfordelingskoeffisient på 1,25 gir forkilt pukk med lagtykkelse 10 cm et bidrag til indeksverdi på 12,5. En mulig tilleggseffekt av tiltaket ved at man får bedre drenering av underliggende, telefarlige lag i teleløsningsperioden, er vanskeligere å vurdere.

Et bærelag av forkilt pukk og nytt dekke vil normalt medføre en heving av vegen og en smalere veg. Tiltaket må derfor ofte kombineres med en breddeutvidelse.

### **Bærelag av penetrert pukk (Pp)**

Tiltaket består i utlegging av pukk, f.eks. sorteringen 22/63. Materialet bør legges ut med en pukkutlegger for å oppnå riktig lagtykkelse med minst mulig separasjon av massene. Etter utlegging og komprimering bindes pukklaget av ved utsprøyting av bituminøst bindemiddel, f.eks. mykbitumen V12000 tilsatt aktivt vedheftingsmiddel. Etter avbinding forkiles pukklaget med finpukk, knust asfalt eller asfaltert grus. Etter utført forkiling og komprimering legges det ut et dekke på toppen av varmblandet eller kaldblandet asfalt.



*Figur 11.20 Utlegging av grovpukk med utlegger (t.v.), med nærbilde av forkiling og penetrering (t.h.). (Foto: Kai Frode Solbakk)*

Et bærelag av penetrert pukk er permeabelt. Dette bidrar til en bedre drenering av underliggende lag i vegoverbygningen slik at perioden med særlig dårlig bæreevne i teleløsningsperioden forkortes. For å oppnå full effekt av dette, bør et ev. gammelt asfaltdekke fjernes, fortrinnsvis ved fresing for gjenbruk på anlegget.

Et bærelag av penetrert pukk og nytt dekke vil normalt medføre en heving av vegen og en smalere veg. Metoden forutsetter derfor ofte at tiltaket kombineres med en breddeutvidelse.

Penetrert pukk er først og fremst aktuelt på større forsterkningsarbeider, arbeider i størrelsesorden 2 – 4 km og mer. Et godt resultat krever at arbeidene utføres av mannskap som har erfaring med denne type arbeider. Kravene til størrelse på arbeidene og til mannskap med erfaring med slike arbeider kan være en begrensende faktor for denne type arbeider i store deler av landet. En viktig suksessfaktor for bruk av penetrert pukk er at laget legges ut jevnt tykt og i foreskrevet tykkelse. Bruk av pukkutlegger er som regel nødvendig.

Med en lastfordelingskoeffisient på 1,5 gir penetrert pukk med lagtykkelse 10 cm et bidrag til indeksverdien på 15. Mulig tilleggseffekt av bedre drenering av underliggende, telefarlige lag i teleløsningsperioden, er vanskeligere å vurdere.



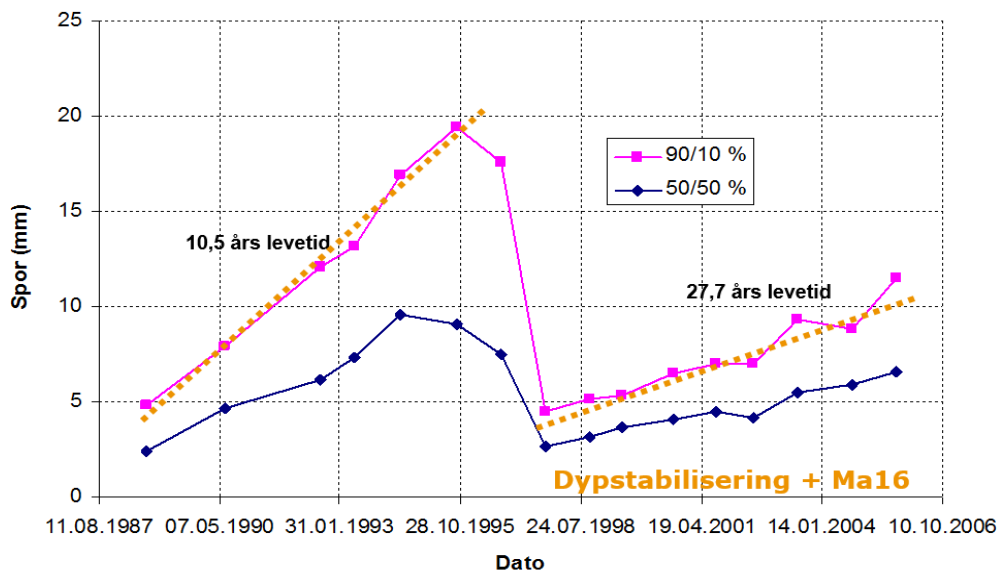
### 11.6.3 Stabilisering

Denne metoden er spesielt godt egnet der man har et telefarlig og/eller ustabil bærelag, men der overbygningen totalt sett har den nødvendige tykkelsen. Grunnen til dette er at man får en forbedring av materialkvaliteten ved tilsetning av bituminøst bindemiddel. Ved et ustabil bærelag kan det være aktuelt å forbedre egenskapene ved tilsetning av puk i egnet sortering og med en mengde som er tilpasset materialene i bærelaget og stabiliseringsdybden. Stor stein i bærelaget er kanskje det forholdet som i størst grad begrenser anvendelsen av metoden. I tillegg til å forbedre stabiliteten i materialet vil tilsetning av puk bidra til økning av den totale overbygningstykkelsen.

En fordel ved metoden er at man stabiliserer eksisterende materialer i overbygningen, dvs. man får i liten grad en heving av vegen, med tilhørende reduksjon av vegbredden. Dette innebærer at det ikke er behov for breddeutvidelse dersom vegen for øvrig har tilfredsstillende bredde. Denne fordelene reduseres noe dersom man ønsker å tilføre nye materialer for å forbedre steinmaterialets kornfordeling i forbindelse med stabiliseringen.

Dersom det er aktuelt å fjerne (frese av) deler av vegdekket før stabilisering, vil anvendelsen av fresemassene være en viktig del av planleggingen. Noen ganger er det riktig å transportere fresemassene til et godkjent mellomlager for en fremtidig anvendelse andre steder. Som regel er det mer optimalt å bruke massene på samme forsterkningsprosjekt, enten som et foreløpig dekke av knust asfalt eller i form av gjenbruksasfalt ved tilsetning av nytt bindemiddel.

Ved fresing og stabilisering får materialene en løs lagring sammenliknet med materialer som i lang tid har ligget under trafikk. Komprimering pakker materialene sammen til en viss grad, men som regel på langt nær så godt som i opprinnelig konstruksjon. Et foreløpig vegdekke av mykasfalt eller en overflatebehandling bør derfor velges de første årene mens vegen får «satt seg». Man må forvente at man først får full nytte av stabiliseringen når et nytt slitelag legges noen år etter at stabiliseringen er utført.

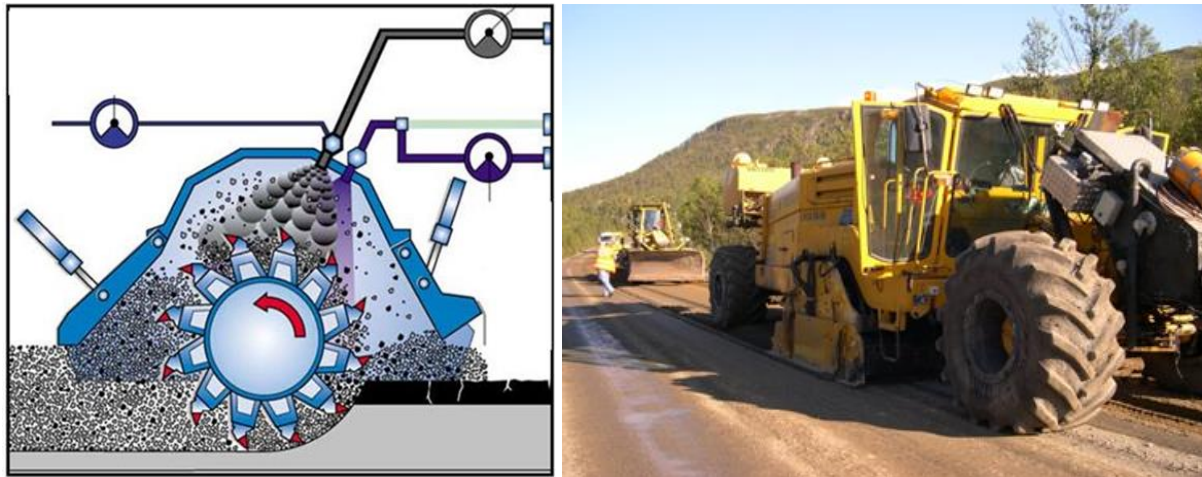


Figur 11.21 Eksempel på effekt av stabiliseringstiltak ved dypstabilisering (Ill.: Geir Berntsen)

Dersom effekten av stabiliseringstiltaket skal vurderes ved f.eks. nedbøyningsmålinger, er det av samme årsak viktig å gjennomføre nedbøyningsmålingene tidligst ett år etter at tiltaket er

gjennomført. En sammenlikning av resultater før og umiddelbart etter tiltak, kan ellers gi en tilsynelatende reduksjon i vegens bæreevne.

Ved dypstabilisering kan man anta at lastfordelingskoeffisienten øker fra 0,75 til 1,75. Ved anriking slik at finstoffet bindes og materialet ikke er telefarlig, vil lastfordelingskoeffisienten øke fra 0,75 til 1,0 i teleløsningsperioden.



Figur 11.22 Ved stabilisering freses øvre del av eksisterende veg opp og homogeniseres med samtidig innsprøyting av nytt bindemiddel (Illustrasjon: Wirtgen).  
T.h. stabiliseringsfres i arbeid (Foto: Statens vegvesen)

#### 11.6.4 Masseutskifting

##### *Masseutskifting med granulære og bituminøse lag*

En vegoverbygning kan bestå av så dårlige materialer at det er vanskelig å utnytte dem i en ny oppbygning. Ligger de for dypt vil det også være vanskelig å forbedre materialene ved stabilisering. En masseutskifting der deler av eller hele vegoverbygningen fjernes og erstattes med bedre materialer kan bli løsningen. Ujevnt telehiv kan også føre til et behov for masseutskifting.

Masseutskifting kan kombineres med andre forsterkningstiltak, som f.eks. etablering av lukket drenering, bærelag av penetrert puk, etablering av utkilinger, ev. også utbedring av stikkrenner og andre tiltak rettet mot overvannshåndteringen.

Masseutskifting er som regel et omfattende og kostbart tiltak, og vil ligne mye på oppbygning av en helt ny veg. En god kartlegging av materialene i grunnen og i vegoverbygningen, samt drensforholdene i og omkring vegen er en forutsetning for riktig valg og dimensjonering av tiltaket.

Man må vurdere hvor dypt i konstruksjonen masseutskiftingen bør gjennomføres og om materialene kan tilbakeføres til anlegget etter bearbeiding, f.eks. ved splitting ved sikting i grovt og fint materiale.

Planleggingen følger de normale regler for arbeider med vegoverbygningen, overvannshåndtering og drenering ved bygging av ny veg. I hver ende av strekningen med masseutskifting vil det som regel være behov for etablering av utkilinger.

De fleste arbeider med masseutskifting inkluderer fjerning av asfaltlag, enten ved fresing eller oppbryting av flak for senere knusing. Om mulig bør man gjenbruke gammel asfalt på anlegget. Alternativt kan den mellomlagres for anvendelse andre steder.

Masseutskifting medfører normalt bruk av forskjellige typer tiltak over den strekningen som skal forsterkes. En dimensjonering av det enkelte tiltak må baseres på god kunnskap om eksisterende vegoverbygning, grunn- og drensforhold, samt være tilpasset fremtidig trafikkbelastning. Så langt det er mulig bør man differensiere tiltakene slik at man oppnår en ensartet tilstandsutvikling etter utført forsterkning.

### ***Masseutskifting på veg over myr***

På myrstrekninger er setninger – og ofte ujevne setninger – et problem pga spesielt svak undergrunn. Dette krever mer enn en vanlig, solid oppbygning av vegen.

Oppretting av et ujevnt asfaltdekke på en veg over myr gir sjelden et tilfredsstillende resultat. Opprettingen medfører at materialene i myra utsettes for enda større belastninger og konsolideringen øker, med behov for ny oppretting etter kort tid. Dermed er man inne i en ond sirkel der man aldri får ro på vegen, med et akselererende setningsforløp. Det finnes eksempler på asfaltykkelser på over 1,0 m på slike veger.

Forsterkning av en veg med setninger ved bruk av ny asfalt på myr krever involvering av geoteknikere til så vel forundersøkelser som planlegging og oppfølging av arbeidene under utførelsen.

Man skiller mellom to typer setninger på veg over myr;

- raske setninger – skyldes overskridelse av materialenes skjærstyrke
- langsomme setninger – skyldes konsolidering av materialene

For konsolidering er det igjen vanlig å skille mellom den konsolideringen som foregår den første måneden etter påføring av belastninger (primær konsolidering) og den konsolideringen som foregår over 30 år eller mer (sekundær konsolidering).

Ved liten myrddybde og med faste materialer under myra kan det være mest aktuelt å gjennomføre masseutskifting i hele myras tykkelse. Myrddybder på inntil ca. 7 m kan graves ut, masseutskiftingen bør da normalt kombineres med en forbelastning for at setningene ikke skal ta for lang tid.

Ved større myrddybde kan andre tiltak være mer aktuelle. De mest aktuelle er:

- Masseutskifting med lette masser slik at påkjenningene på materialene i (og ev. under) myra blir redusert og videre konsolidering stopper opp.
- Bygging av flåte av trematerialer e.l. som fordeler vekten over større arealer slik at vertikalspenningene blir mindre. For å få et tilfredsstillende resultat må dette tiltaket ofte kombineres med mindre lagtykkelse slik at vekten av materialene over myra blir mindre.
- Bruk av krysslågt bakhun, geonett eller armeringsnett av stål som gjør det mulig å redusere tykkelsen på fyllingen over myra uten at påkjenningene på de berørte materialer overstiger skjærstyrken til materialene.

Metodene kan bli tidkrevende og kostbare ved forsterkning av eksisterende veg, men noen ganger kan slike løsninger likevel være det eneste som gir et tilfredsstillende resultat.

For veg på myr er det ved bruk av armering minst like viktig å oppnå en reduksjon av vekten av materialene over myra slik at konsolideringen stopper. Ved forsterkning av eksisterende veg vil dette som regel innebære at armeringen må kombineres med bruk av lette fyllmasser.

### **11.6.5 Kantforsterkning**

Kantforsterkning er et aktuelt tiltak dersom sporutviklingen i vegdekket er vesentlig mer alvorlig i ytre hjulspor enn i indre hjulspor, ut over det som kan skyldes trafikkfordelingene for tunge og lette kjøretøy over tverrprofilen. Også langsgående sprekker i ytre del av kjørebanelen kan indikere behov for kantforsterkning. Sprekkes plassering i vegens tverrprofil og sprekkes retning kan som regel fortelle mye om årsakene til sprekke.

Kantskader kan i hovedsak ha tre årsaker, og valg av forsterkningstiltak må reflektere dette:

- Skader som skyldes for smal skulder og/eller for bratt sideskråning. Denne type kantskade er mest vanlig i veg på fylling.
- Skader som skyldes større fuktighet eller høyere grunnvannstand nær vegkanten. Et tydelig eksempel er veg i halvskjæring hvor sporutviklingen for kjørefeltet i skjæring er vesentlig større enn sporutviklingen for kjørefeltet på fylling.
- Skader som skyldes dårligere vegfundament på de ytre delene over vegens tverrprofil. Dette er svært vanlig på eldre veger med mer eller mindre «tvilsomme» breddeutvidelser.

En spesiell variant av den tredje typen, er «lurvekant» (skadetype 5.5 i Håndbok V261 /5/) som skyldes at kanten av asfaltdekket er lagt for nær vegkanten, ev. at materialet umiddelbart under asfaltlaget har dårlig bæreevne.

Ved alle typer kantskader er det viktig å få klarlagt om vegens fundament er tilstrekkelig ensartet over hele tverrsnittet. Ved ensartede lagtykkelser og materialer i hele vegbredden, vil som regel kantforsterkning bestå i å opparbeide bredere skuldre og/eller legge ut steinmaterialer slik at materialene fungerer som en «støttefylling» og dermed stabiliserer vegfundamentet. Dersom slike tiltak er vanskelig å få gjennomført, kan det være nødvendig med masseutskiftning og bruk av lette masser i vegens underbygning. I noen tilfeller har det vært nødvendig å bygge en støttemur for å holde massene på plass.

Dersom vegfundamentet har en svakere oppbygning ut mot vegkanten enn i midten av vegen, må man vurdere behovet for masseutskiftning over deler av tverrprofilen. I en slik masseutskiftning, ev. annen form for forsterkning av vegens ytre deler, vil man ha en spesiell utfordring med å få ensartede forhold og «hel ved» mellom gammel og nybygget del av tverrprofilen (jfr. kapittel 11.7.2).

### **Grunnlagsdata**

En viktig grunnlagsinformasjon for vurdering av kantforsterkning, er oppfølging av ev. sprekker som indikerer tendenser til utglidning. Slike sprekker må jevnlig følges opp, ikke minst fordi utviklingen kan akselerere og bli trafikkfarlig i løpet av få uker.

I mange tilfeller er det ikke tilstrekkelig å begrense undersøkelsene ned til materialene like under planum. Årsaken til kantskader kan ligge dypt nede i vegfyllingen eller under fyllingsfot. Dette vil normalt kreve tradisjonelle grunnundersøkelser.

For veg i skjæring eller i halvskjæring er det viktig å klarlegge vegens dreneringsforhold så grundig som mulig. Også ved kantskader kan etablering av lukket drenering og/eller bruk av avskjærende grøfter være aktuelle tiltak.

På en veg med behov for kantforsterkning vil det ofte være viktig å kartlegge dybden til fjell.

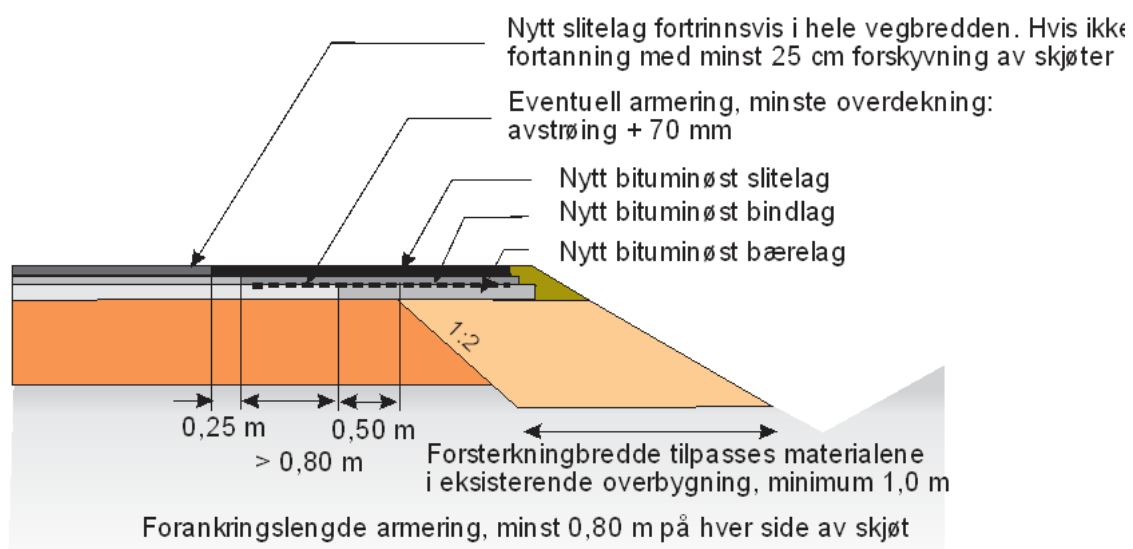


Figur 11.23 Refleksjonssprekker i flatelapping mens asfalten ennå er svart (t.v.). Langsgående sprekker med høydeforskjell er trafikksfarlige (t.h.) (Foto: Statens vegvesen)

### Dimensjonering av tiltaket

Utbedring av kantskader består både i å fjerne de skader som har oppstått, og å hindre at skadene oppstår igjen. Ofte står man overfor en kombinasjon av skadeårsaker som alle skal ivaretas ved utbedringen.

En prinsippskisse av oppbygging av en kantforsterkning er vist i figur 11.24. Bredden på masseutskiftet og kantforsterket veg bør minst være 1,0 m for å få en tilfredsstillende komprimering av de tilførte massene. God komprimering av alle lag er enda viktigere ved kantforsterkning enn ved bygging av ny veg.



Figur 11.24 Overgang mellom ny og gammel veg ved kantforsterkning, eksempel med armering

Det er viktig å sikre godt fundament for asfaltlagene og god overgang mellom gammel og ny asfalt. Nederste del av asfaltskjøten bør være minst 50 cm inn på urørt underlag og skjøtene mellom ny og gammel asfalt i bærelag, bindlag og slitelag forskyves minst 25 cm. Dette innebærer at fresing av asfalt må utføres to ganger, første gang før utgraving for masseutskifting, andre gang etter at alle materialer opp til underkant asfalt er lagt ut og komprimert forskriftsmessig.

Fiberduk mellom gammel og ny del av tverrprofilen er ikke vist i figur 11.24. Behovet for fiberduk til separasjons- og filterformål følger de vanlige kriterier gitt i Håndbok N200.

Bruk av armeringsnett i overgangen mellom gammel og ny del av vegoverbygningen gir en ekstra sikkerhet mot oppsprekking av kjøten. Som armering vil stålnett ofte gi det beste resultatet.

Det er viktig at forankringen mellom asfalt og armeringsnettet er god, både med hensyn til forankringslengden og asfalmassen over og under nettet. Uten god forankring er det risiko for at man med tiden får langsgående sprekker der armeringen slutter.



Figur 11.25 Utbedring av ustabil skråning på fv. 111 ved Trøgstad ved bruk av jordarmering og skumglass (Foto: Jan Vaslestad)

For å oppnå en tilfredsstillende kantforsterkning må man normalt gjennomføre en masseutskifting til en dybde som er under planum for eksisterende veg. Både med hensyn til materialvalg og utskiftningsdybde er det viktig å velge løsninger som gir en sikkerhet for at gammel og masseutskiftet veg har mest mulig like egenskaper, spesielt med hensyn til risiko for telehiv. Reglene for frostsikring av ny veg gjelder altså ikke ved breddeutvidelser.

Det kan være vanskelig å vurdere om en masseutskifting av de svakere deler av vegfundamentet er tilstrekkelig til å hindre at kantskadene gjenoppstår etter kort tid. I vegskjæringer vil f.eks. en kombinasjon av masseutskifting og etablering av lukket drenering være svært aktuelt.

Ved kantforsterkning må man sikre at de tilførte materialer har en permeabilitet som minst er like høy som i de tilsvarende lagene i eksisterende veg. Dersom f.eks. eksisterende veg har et forsterkningslag av kult og materialet i undergrunnen består av leire, bør også nytt forsterkningslag være av materialer med høy permeabilitet. Et tett forsterkningslag langs vegkanten kan medføre at vann blir innesperret i det gamle forsterkningslaget og dermed gi en unødvendig reduksjon i vegens bæreevne.

For tiltak som omfatter etablering av bredere skulder, slakere sideskråninger, ev. også masseutskifting med lette masser, bør dimensjoneringen inkludere geotekniske beregninger. Ved å velge et rimelig glidesnitt kan geotekniske parametere estimeres ved å anta en sikkerhetsfaktor nær 1,0 for eksisterende veg. Basert på de samme parametere kan man så bestemme nødvendig «støttefylling» i form av bredere skuldre og/eller slakere sideskråninger slik at sikkerhetsfaktoren øker til 1,4.

### 11.6.6 Andre tiltak

Noen flere tiltak som kan være aktuelle i forbindelse med forsterkning er beskrevet i Statens vegvesens Håndbok V221 «Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger» /3/.

De viktigste tiltakene beskrevet her er:

- Bruk av motfyllinger/støttefyllinger
- Armering under fylling
- Armering ved breddeutvidelse
- Fylling av lette masser (EPS, lettklinker og skumglass)
- Sikring av skråninger i jord mot erosjon og overflateglidning



Figur 11.26 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger (Håndbok V221)

## 11.7 Tiltak som bedrer geometri og dekketilstand

De tiltakene som er nevnt her er ikke med på å forbedre vegens bæreevne, og de er således ikke egentlige forsterkningstiltak. Ofte vil imidlertid ett eller flere av disse tiltakene likevel inngå i et større forsterkningsarbeid.

### **11.7.1 Oppretting, fresing og nytt dekke**

Dette tiltaket kan være aktuelt der vegdekkets levetid og vegbredden er tilfredsstillende, men hvor tverrfallet på hele eller deler av strekningen avviker fra kravene og/eller vegens lengdeprofil ikke er tilfredsstillende.

Tiltaket omfatter oppretting av eksisterende dekke med verksblandet varm asfalt, gjerne i kombinasjon med planfresing av eksisterende dekke etterfulgt av legging av nytt slitelag for å oppnå tilfredsstillende tverrprofil og jevnhet i vegens lengderetning. Rekkverksjustering kommer ofte i tillegg.

Et ikke tilfredsstillende lengdeprofil kommer som regel til uttrykk ved høye IRI-verdier, men tiltaket har også som mål å fjerne/ redusere svanker og andre lokale ujevnheter.

At vegen har tverrfall i samsvar med kravene er viktig for både trafikksikkerhet (utforkjøring, møteulykker, risiko for vannplaning etc.), kjørekomfort og vannavrenning. Man bør også legge vekt på å fjerne brå endringer som ikke samsvarer med vegens kurvatur. Tiltaket kan også bli initiert av ensidig breddeutvidelse ved at vegens midtlinje blir forflyttet.

#### ***Grunnlagsdata***

En viktig del av grunnlagsinformasjonen får man fra spor- og tilstandsdataene (ViaPPS Analyse). Her kan man få oversikt over avvik i tverrfall, samt gjøre en vurdering av variasjonene i tverrprofilet over strekningen. Mengde planfresing og mengde masse til oppretting kan optimaliseres ved hjelp av disse rapportene.

Planfresing forutsetter at det ikke er armeringsnett av stål på det arealet og i den dybden som skal freses. Også en del geonett medfører store problemer for fresing.

Dersom planfresing inngår i arbeidene, er det en viss risiko for at tiltaket kan berøre eksisterende kabler i de bituminøse lagene. Denne risikoen kan øke dersom teknikken med å legge kabler i de bituminøse lagene («mikrotrenching») blir mer vanlig enn den er i dag.

Dersom det eksisterende vegdekket har krakelering eller andre sprekker av betydning, må man være klar over at sprekke kan arbeide seg oppover og gjennom det nye dekket etter få år (refleksjonssprekker).

#### ***Risikofaktorer, begrensninger***

Dersom vegens tverrprofil har svært store avvik fra ønsket profil, kan det være nødvendig med mer omfattende tiltak. Planfresing og oppretting med varmblandet asfalt kan gi urimelig store kostnader i forhold til oppnådd resultat. Det samme gjelder ved store avvik i vegens lengdeprofil.

Metoden er ikke særlig egnet til å utbedre kantskader som skyldes dårlig bæreevne i deler av vegfundamentet, bratte sideskrånninger eller smale vegskuldre. En befaring av strekningen vil også avdekke hvorvidt avvik i tverrprofilet skyldes utglidninger av vegkant. Under slike forhold kan tykke opprettingslag av asfalt medføre en risiko for at skadeutviklingen blir større som en følge av større vekt på et ustabil underlag.

#### ***Forventet resultat***

Dersom man forutsetter et opprettingslag med tykkelse 2,0 cm og et nytt slitelag med tykkelse 3,0 cm, vil tiltaket gi en økning i overbygningens bærelagsindeks og styrkeindeks i størrelsesorden



$$t \cdot a_{asfalt} = 5,0 \cdot 3,0 = 15.$$

En slik økning bør normalt gi en vesentlig økning i dekkelevetiden. Bedringen i vegens geometri gjør at den største effekten av tiltaket er på trafiksikkerhet, kjørekomfort og fremkommelighet. Tiltaket vil normalt ha liten innvirkning på ujevnt telehiv.

### **Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket**

Tiltaket kan innebære at det på lokale partier legges ut asfalt i store tykkelser totalt. Dersom totaltykkelsen er for stor, må opprettingen utføres i flere omganger. Tykkelsen på hvert enkelt lag bør ikke overstige:

- Ab 16, Agb 16, Ag 16            Maks. lagtykkelse 70 mm
- Ab 11, Agb 11, Ag 11            Maks. lagtykkelse 50 mm

Blant annet som en følge av varierende lagtykkelser bør det vurderes å sette krav om at en av valsene skal være gummihjulsvals, ev. kombinert slett- og gummihjulsvals. Gummihjulsvalsen bør ha en hjullast på minst 1,0 tonn.

### **11.7.2 Breddeutvidelse**

#### ***Utvidelse på begge sider eller på en side av vegen?***

En av de første vurderingene som må gjøres ved breddeutvidelse av vegen, er å klarlegge om utvidelsen bare skal være på den ene side av vegen eller på begge. Vegens linjeføring i forhold til gjeldende krav, samt omkringliggende terreng er blant de forhold som innvirker på valget. Også kryssutforming og avkjørsler langs vegen er viktige forhold. Generelt har begge alternativer fordeler og ulemper.



*Figur 11.27 Tunge kjøretøy på eller utenfor den hvite kantstripen er et vanlig syn på det norske vegnettet /2/*

Fordelene ved en ensidig breddeutvidelse er:

- Anleggsvirkosmheten er mer begrenset og forstyrrelsene for trafikantene som skal bruke vegen i anleggsperioden blir mindre.
- Stikkrenner som skal forlenges som en følge av breddeutvidelsen får bare én skjøt, dvs. færre svakhetspunkter.

- Arbeidsområdet er bredere og det er f.eks. enklere å komme til med riktig komprimeringsutstyr.
- Breddeutvidelse krever normalt etablering av nye veggrøfter. Ved utvidelse til den ene siden er det bare behov for etablering av en av grøftene.

Breddeutvidelse på begge sider har i en del situasjoner også noen fordeler:

- Vegens midtlinje flyttes ikke. For veg på rettlinje hvor tverrprofilen har takfall og er i samsvar med kravene, er det minimalt behov for asfalt på eksisterende veg for å beholde riktig takfall.
- Dersom det er behov for å forsterke de ytre deler av vegens tverrprofil på grunn av svakere vegfundament, som regel med synlige dekkeskader, vil man uansett ha forsterkningsarbeider og anleggsvirksomhet på begge sider av vegen.
- I noen tilfeller kan arealbehovet begrenses slik at man unngår grunnerverv.

### ***Grunnlagsdata***

I tillegg til de forhold som er beskrevet under kantforsterkning, er det ved breddeutvidelse behov for kunnskap om materialene i grunnen utenfor vegkanten. Et annet viktig forhold er kartlegging av dreneringsforholdene og tilstanden til eksisterende stikkrenner. Ved kantforsterkning kan det være behov for forlengelse av stikkrenner, ved breddeutvidelse er det så godt som alltid behov for forlengelse.

Kartlegging av dreneringsforholdene omfatter både en vurdering av plassering og kapasitet til de eksisterende stikkrennene, stikkrennenes tekniske tilstand (restlevetiden) og av utforming og tilstanden ved stikkrennenes innløp og utløp. Det vil ofte være nødvendig å skifte hele stikkrenna.

ViaPhoto kan være et godt hjelpemiddel, systemet gir gode bilder også av det nærmeste terrenget utenfor vegen.

### ***Dimensjonering***

Breddeutvidelsen bør dimensjoneres slik at man har rimelig ensartede forhold i hele vegens tverrprofil, både med hensyn til bæreevne og telehiv. Dette kravet må ikke oppfattes alt for bokstavelig. Dersom eksisterende veg har dårlig bæreevne på grunn av telefarlige materialer i overbygningen, vil det som regel likevel være riktig å dimensjonere breddeutvidelsen med tilfredsstillende bæreevne. Frostsikring av breddeutvidelsen på en veg med betydelig telehiv kan derimot føre til ujevnt telehiv som er uheldig for både fremkommelighet, kjørekomfort og trafiksikkerhet. Slike forhold nå vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Utbedringstiltak som inkluderer etablering av bredere skulder og/eller slakere fyllings-skrånninger vil ofte medføre flytting av vegskuldre og utvidelse av vegområdet. En viktig del av forberedelsene vil dermed være en kartlegging av grensene mot vegens naboer for å fastlegge om tiltaket medfører behov for grunnerverv. Dersom grunnerverv ved minnelig ordning er mulig, vil det som regel være tilstrekkelig å få utarbeidet plantegninger og noen snitt som viser behovet for endring av vegarealet. Dersom grunnerverv ved ekspropriasjon er nødvendig, vil det som regel være behov for utarbeidelse av reguleringsplaner.

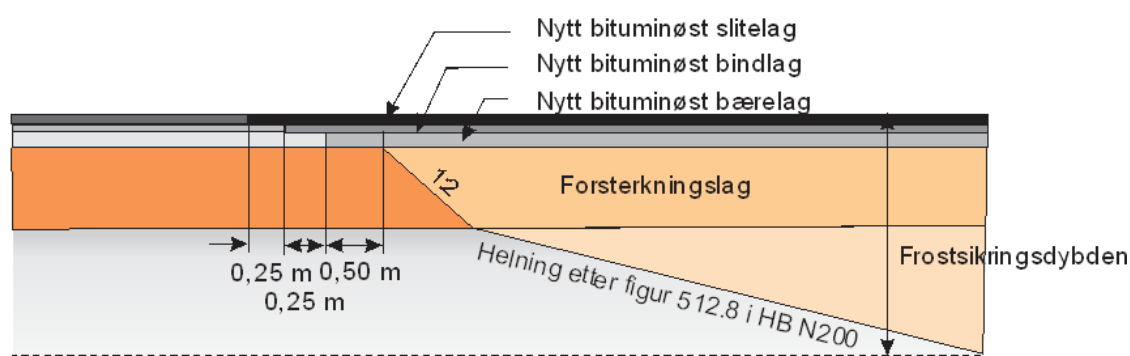
### **11.7.3 Utkilinger**

Etablering av utkilinger er først og fremst aktuelt på steder hvor man har overganger mellom ikke telefarlige og telefarlige materialer i grunnen og hvor eksisterende veg ikke er bygget med

tilstrekkelig frostsikring. Det kan også være aktuelt å bruke utkilinger hvor materialene i grunnen er vidt forskjellige med hensyn til setninger og deformasjonsegenskaper.

Detaljer ved etablering av utkiling er vist i figur 11.28. Figuren forutsetter at forsterkningslaget i eksisterende veg består av ikke telefarlige materialer. Dersom forsterkningslaget helt eller delvis består av telefarlige lag, bør også forsterkningslaget ha utkiling.

Ved bygging av ny veg er det ikke krav om utkiling dersom stikkrenna ligger under dimensjonerende frostsikringsdybde. Når en stikkrenne under frostdybden skal skiftes ut og det ikke skal etableres utkilinger, må man ha et trygt opplegg for at alle materialer som graves opp under arbeidet, lagres adskilt uten sammenblanding slik at de kan legges tilbake slik de var før utskiftingen. Hovedkonklusjonen er derfor at utkiling for en stikkrenne må vurderes uavhengig av om den er plassert i eller under dimensjonerende frostsikringsdybde.



Figur 11.28 Eksempel på etablering av utkiling /3/

### Grunnlagsdata

Hvis det ikke foreligger tilfredsstillende dokumentasjon av materialene i grunnen og i overbygningen, samt lagtykkelser i overbygningen, bør grunnundersøkelser gjennomføres. Variasjoner i dybde til fjell kan ofte være en kilde til ujevnt telehiv, og behovet for å kartlegge dette kan dermed være en viktig del av grunnlagsinformasjonen.

### Planlegging av tiltaket

Første trinn i planleggingen er å klarlegge hvorvidt utkiling alene kan redusere omfanget og størrelsen av ujevnt telehiv. Ikke sjelden må/bør dette kombineres med utbedring av dreneringen, andre tiltak for å senke grunnvannstanden, avskjære strømming av vann, eventuelt også en mer omfattende masseutskifting.

Dersom overkant av omfyllingsmassene rundt stikkrenna ligger under frostdybden, tillates det i Håndbok N200 å etablere stikkrenne uten utkiling. Dette kan fungere bra ved bygging av ny veg, men ved utskifting av stikkrenne i eksisterende veg har man som regel en annen situasjon. Utskifting av stikkrenne uten utkiling setter svært strenge krav til håndteringen av massene som graves opp og man har i tillegg usikkerheten mht. hvordan kravene til homogenitet ble ivaretatt den gangen den gamle stikkrenna ble etablert. Ved utskifting av stikkrenner bør derfor utkilinger etableres også når toppen av oppfyllingsmassene er under frostdybden.

### 11.7.4 Armering

Armeringsnett er lite egnet til å redusere spordannelser i vegdekker, deformasjoner i undergrunnen eller ujevnheter generelt. Armering er imidlertid ofte godt egnet til å eliminere

eller redusere ulike typer sprekker som telesprekker, kantsprekker, refleksjonssprekker og lavtemperatursprekker (svinnsprekker).

For telesprekker og kantsprekker, der påkjenningene kan være meget store, viser figur 11.29 hvilke nett som er best egnet.

Skadetype	Syntetisk nett	Glassfibernet	Stålnett
Telesprekker, meget store (> 50 mm)			
Telesprekker, store (20 - 50 mm)			
Telesprekker, middels (5 - 20 mm)			
Telesprekker, små (< 5 mm)			
Kantsprekker, meget store (> 50 mm)			
Kantsprekker, store (20 - 50 mm)			
Kantsprekker, middels (5 - 20 mm)			
Kantsprekker, små (< 5 mm)			
Grønt: Vanligvis en god løsning Gult: Det kan gå bra, men andre metoder bør vurderes først Rødt: Metoden bør unngås			

Figur 11.29 Egnede armeringsnett ved tele- og kantsprekker /7/

Bruk av stålarmring og plastnett er godt beskrevet i /7/ og /12/. Effekten av glassfibernet er noe usikker, selv om nettet har en god styrke. Nett med fibre av basalt har en styrke på linje med stål, men bruken har til nå vært begrenset.

### Armering av vegdekker med stålnett

Stålarmring i asfaltdekker for å redusere omfanget og størrelsen til telesprekker har vært brukt i Norge siden 1960-årene. Forutsatt en utførelse med god overdekning med asfalt (150 kg/m<sup>2</sup>), er det all grunn til å forvente at armeringen vil fungere som forutsatt inntil vegen av andre grunner må forsterkes eller legges om.

Armering med stålnett er først og fremst aktuelt ved langsgående telesprekker. Tversgående lavtemperatursprekker er det som regel vanskelig å fjerne ved hjelp av armering.

Armering med stålnett er mest aktuelt ved store (20 - 50 mm) og meget store (> 50 mm) sprekker i vegdekket. Armeringsnettenes lengde må tilpasses vegbredde, fortrinnsvis med ett nett i hele vegbredden. En kartlegging av vegbredden på den aktuelle strekning, blir dermed en viktig del av grunnlaget for arbeidene.

Ved armering med stålnett er det viktig at underlaget er plant. Det gamle asfaltdekket må derfor normalt rettes opp med Ab 11, Agb 11 eller ved bruk av planfres. Siden arbeidene pågår i hele vegens bredde, må det etableres omkjøringsruter utenom arbeidsstedet.

Når stålnett brukes ved breddeutvidelse o.l. der de forventede påkjenninger på nettet er vesentlig mindre enn ved armering mot telehiv, kan standardnett benyttes. De mest aktuelle typer er med 150 x 150 mm ruter og med tråddykkelse 5, 6 eller 7 mm.

Det er viktig at armeringsnettet blir låst inne mellom to asfaltlag som fungerer som «hel ved». Av den grunn må nettene leveres på paller som sikrer at nettene er plane og ikke har oppstikkende tråder.

#### ***Armering av vegdekker med geonett***

I motsetning til geotekstiler (fiberduk) som har en separasjons- og filterfunksjon, så har geonett (eller syntetiske nett) en styrke som gjør at de er egnet i forsterkningsarbeider. Geonettet forutsettes å ligge med asfalt både mot under- og oversiden. Plastnettene er som regel av polyetylen, polypropylen eller polyester.

Nettenes stivhet uttrykkes gjerne ved strekkpåkjenningene ved 0,5 %, 2 % eller 5 % tøyning. Et generelt minstekrav er trolig 15 kN/m ved 2 % forlengelse.

For de fleste plastnett er styrken relativt lav og tøyningen ved påkjenninger opp mot brudd relativt stor. Av den grunn er plastnett først og fremst aktuelt til armering av små sprekker (bredde < 20 mm) hvor påkjenningene og bevegelsene er moderate. En viktig del av grunnlaget for å vurdere om armering med plastnett er et egnet tiltak, består derfor i en kartlegging av sprekke og de påkjenninger som kan forventes å opptre i dekket.

Kostnadene ved et slikt tiltak må alltid vurderes opp mot den ekstra dekkelevetiden som kan oppnås. En undersøkelse som er gjort av bruk av armeringsnett i Norge i perioden 1960 - 2005 /12/ viser at med de mest egnede armeringsnettene oppnås det en forlengelse av dekkelevetiden på ca. 3 år.

#### ***Armering av granulære lag***

Bruk av geonett i granulære lag inngår som en del av andre forsterkningstiltak. Ved bruk av armering bør ikke lagtykkelsene reduseres.

En viktig del av funksjonen til geonettet er samvirket mellom nett og steinmaterialer. For å oppnå et godt samvirke er det viktig at forholdet mellom størrelsen på åpningene i nettet og steinstørrelsen i materialet over nettet er i henhold til nettleverandørens anvisninger.

Anvendelse av geonett er ofte aktuelt ved forsterkningstiltak for veg på myr eller bløt grunn. Anleggsgjennomføringen kan være dimensjonerende for overbygningen, og for veger med lav ÅDT kan det da legges til rette for redusert tykkelse på forsterkningslaget. Dette er særlig viktig for veg på myr og på bløt grunn hvor det er gunstig at totalvekten av overbygningen er så liten som mulig.

#### **11.7.5 Tiltak mot telehiv og iskjøving**

De forventede klimaendringene innebærer at frostmengden i en gjennomsnittsvinter vil bli mindre de fleste steder i landet. Samtidig forventes det at variasjonene fra år til år vil bli større, slik at dimensjonerende frostmengde, enten det er frostmengden med 10 eller 100 års returperiode, ikke blir mindre. Dette innebærer at behovene for tiltak for å begrense påvirkning og påkjenning fra frost ikke blir mindre i årene som kommer.

#### ***Telehiv***

Telehiv forutsetter at tre forhold er til stede:

- Materialene i vegoverbygningen eller i grunnen må ha et finstoffinnhold som gjør dem telefarlige.
- Det må være tilgang på vann til de materialene som er telefarlige.
- Frostmengden må være stor nok til at frostfronten når ned i de telefarlige materialene.

Ujevnt telehiv forutsetter at det er variasjoner i minst en av de tre faktorene som er beskrevet over. Det er særlig *variasjoner* i materialene som kan føre til ujevne telehiv.

Selv om ikke temperaturforholdene om vinteren forårsaker ujevnt telehiv, kan for eksempel brøytekanter langs vegen virke isolerende og medvirke til større frostdybde i midten av vegen enn ved vegkanten. Resultatet kan da bli langsgående telesprekker i eller nær midten av vegen.

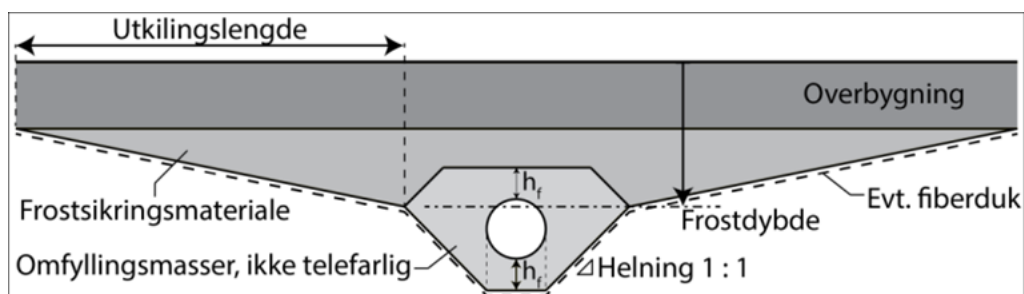
Det vil som regel være vanskelig å unngå at det er vann i vegoverbygningen eller i undergrunnen, men man har mulighet for å begrense vanntilgangen og gjøre forholdene mest mulig ensartede.

Ett av de mest vanlige problemene skyldes variasjoner i dybden til fjell. Når vann strømmer gjennom materialene i grunnen i en skråning, vil vannet ledes opp overflaten dersom vannet støter mot en fjellrygg. Her vil man da få et område med særlig mye fuktighet som kan redusere materialenes bæreevne, og det kan også være en viktig årsak til ujevnt telehiv. En tilsvarende situasjon kan man få dersom materialene i grunnen varierer med hensyn til telefarlighet og permeabilitet.

En del av de tiltak som er enkle å iverksette ved bygging av ny veg, er ofte økonomisk sett uaktuelle på en eksisterende veg. Fjerning av fjellknatter vil som regel være begrenset til de mest alvorlige problemene, hvor fjelloverflaten er nesten oppe i dagen eller vegoverbygningen. Det mest kostnadseffektive tiltak vil ofte være å avskjære gjennomstrømningen av vann ved hjelp av sprengning eller pigging av dype sidegrøfter eller lukket drenering, for en god bortledning av vannet.

Som oftest vil tiltak for å redusere ujevnt telehiv bestå i å sørge for at overgangen mellom steder med mye og lite telehiv fordeles over en så lang strekning at ikke kjørekomforten eller trafiksikkerheten påvirkes negativt. I noen tilfeller kan masseutskifting være et aktuelt tiltak dersom man har lokale partier med særlig telefarlige materialer.

Ved utskifting av stikkrenner i telefarlige masser vil det nesten alltid være behov for utkilinger som vist i figur 11.30. Utkilingslengden skal følge kravene i Håndbok N200.



Figur 11.30 Utkiling ved utbedring av stikkrenne /1/

Eksempel: For en veg med tillatt hastighet 80 km/t, en frostsikringsdybde på 1,80 m, en total overbygningstykkelse på 0,80 m og en helning på utkilingen på 1:25, blir kravet til utkilingslengde lik 25 m.

### **Iskjøving**

Mye av det man oppfatter som store telehiv er egentlig ikke telehiv, men iskjøving. Telehiv skyldes utfrysing som skjer under frostnedtrengning ved at vann i telefarlige masser sammen med kapillært optrukket vann fryser ut som islinser i frysefronten (jfr. kapittel 9). Iskjøving kan oppstå uten at det er telefarlige masser til stede ved at man får utfrysing i et område der det er et større tilsig av vann, og videre tilførsel av vann kan føre til ny utfrysing på samme sted.



Figur 11.31 Iskjøving i fjellskjæring med monterte issikringsnett (Foto: Audun Langelid)

Særlig tydelig er iskjøving i fjellskjæringer, der store islag kan bygge seg opp. Også dårlige drencsystemer i tunneler er ofte utsatt for iskjøving. I en veg kan det være vanskelig å se om et «telehiv» er et rent telehiv eller om iskjøving kan være årsaken. For eksempel kan et tynt, vannførende lag i undergrunnen med stadig vanntilførsel gi utfrysing med store istykkelser.

Når en veg løfter seg så mye som 20-50 cm er det som regel et tegn på at årsaken er iskjøving.

## **11.8 Forsterkning for økning av tillatt aksellast**

Ved forsterkning knyttet til økning av tillatt aksellast, vil forsterkningsbehovet avhenge både av den ønskede økning i tillatt aksellast og vegdekkets tilstandsutvikling (funksjonell dekkelevetid).

### **Vegdekker med levetidsfaktor over 1,2**

På en strekning der tillatt aksellast skal settes opp, ofte fra 8 til 10 tonn, vil det normalt være partier som skiller seg ut ved at dekkelevetiden er vesentlig høyere enn normalt (levetidsfaktor over 1,2). På slike partier kan vegen skrives opp til 10 tonn uten forsterkning.

### **Vegdekker med levetidsfaktor 0,7 – 1,2**

Forsterkningsbehovet, uttrykt ved  $F_{diff}$ , er vist i figur 11.32 for økning av tillatt aksellast fra 8 til 10 tonn.

### Vegdekker med levetidsfaktor under 0,7

På partier der dekkelevetiden er unormalt lav er forsterkningsbehovet som angitt i figur 11.32, som inkluderer et tillegg som tar vare på at styrken for eksisterende veg har vært for lav.

Forsterkning		Trafikkgruppe (N, mill.)			
		A (< 0,5)	B (0,5 - 1)	C (1 - 2)	D (2 - 3,5)
Fra 8 til 10 tonn	f > 0,8	12	13	14	16
	f = 0,8	18	19	21	24
	f = 0,7	21	22	24	27
	f = 0,6	24	26	28	31
	f = 0,5	27	30	32	35

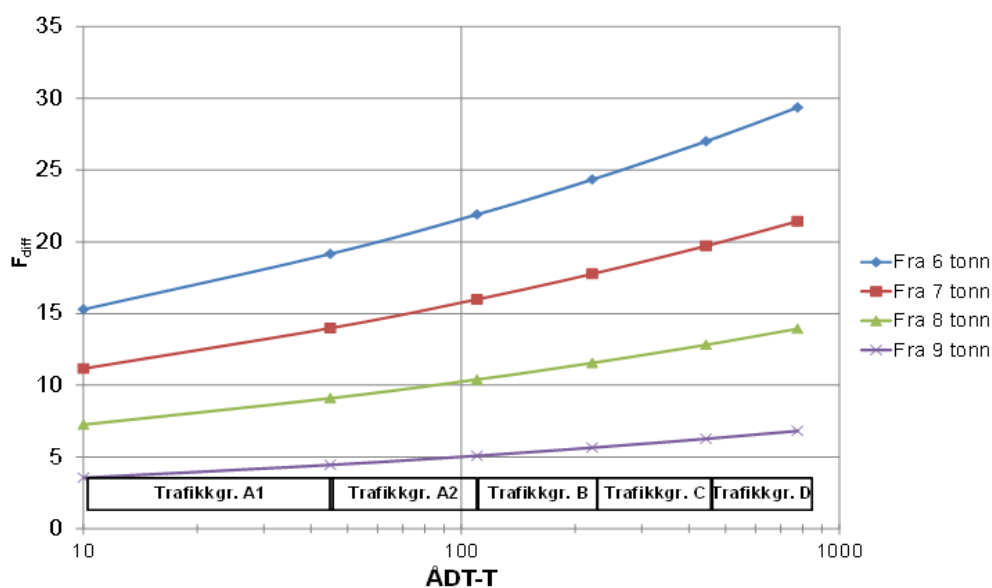
1) Vegdekkets levetidsfaktor, f = forholdet mellom funksjonell dekkelevetid og normert dekkelevetid

Figur 11.32 Forsterkningsbehov ( $F_{diff}$ ) ved økning av tillatt aksellast fra 8 til 10 tonn /1/

### Viktige vurderinger

Dersom vegen skal forsterkes som en følge av en økning i tillatt aksellast, og overbygningens styrke er bestemt ut fra lagtykkelser og klassifisering av materialene i grunnen, ev. supplert med bæreevne målinger med fallodd, kan dimensjonering av forsterkningstiltaket følge de normale dimensjoneringsreglene for bygging av nye veger.

Forutsatt at det er samsvar mellom tillatt aksellast og vegens bæreevne, kan forsterkningstiltaket dimensjoneres på grunnlag av  $F_{diff}$  fra figur 11.33. Figuren gjelder for veg med to kjørefelt. Inndeling i trafikkgrupper gjelder for vegen etter økning av tillatt aksellast til 10 tonn, 20 års dimensjoneringsperiode og 2 % årlig trafikkvekst.



Figur 11.33 Forsterkningsbehov ( $F_{diff}$ ) ved økning av tillatt aksellast til 10 tonn /2/



Gjennom automatiske aksellastmålinger på en 8 t veg, for eksempel over en uke, kan det vise seg at aksellastfordelingen tilsvarer den man har på en 10 tonns veg. Da kan tillatt aksellast skrives opp til 10 tonn uten at det går utover dekkelevetiden.

## 11.9 Forsterkning av grusveger

### 11.9.1 Bestemmelse av forsterkningsbehovet

Ved større og kostbare utbedringer på en grusveg, som ofte har 8 tonn tillatt aksellast, vil det som regel være riktig å ta sikte på få vegen opp til 10 tonn samtidig. Noen ganger kan det være et mål i seg selv å bygge opp en 8 t grusveg slik at den kan få et asfaltdekke og åpnes for 10 tonn tillatt aksellast.



*Figur 11.34 Selv om en veg fungerer godt som en grusveg, er det behov for forsterkning dersom den skal gis et asfaltdekke. Grusveg fra Laudalen i Ål, Buskerud. (Foto: Jonas Orset)*

Det å legge et asfaltdekke på en grusveg og tro at man vil få en normal dekkelevetid er ikke realistisk. En riktig oppbygget grusveg vil ha en oppbygning som er noe svakere enn en tilsvarende veg med fast dekke.

Dimensjoneringsmessig tilsvarer underdimensjoneringen en indeksverdi på 20. Ved oppgradering fra grusveg til veg med fast dekke bør man derfor ta utgangspunkt i forsterkningsbehovet vist i figur 11.32 med et tillegg i indeksverdi på 20, hvis ikke oppgravingsprøver tilsier et mindre forsterkningsbehov. Ved åpenbar underdimensjonering skal dimensjoneringen foretas ut fra oppgravingsprøver.

### 11.9.2 Aktuelle forsterkningstiltak

En riktig dimensjonert og bygget grusveg har et slitelag av grus med et finstoffinnhold som gjør materialet litt telefarlig. Dersom bærelaget består av materialer med lavt finstoffinnhold, bør det i tillegg være et vannmagasinerende lag under slitelaget.

Dersom materialene i den gamle grusvegen er tilfredsstillende, kan forsterkningstiltaket bestå av fjerning av grusdekket og etablering av en ny overbygning som inkluderer eksisterende forsterkningslag og bærelag. Man kan da betrakte det gamle bærelaget som et nedre bærelag i ny veg og f.eks. legge et nytt øvre bærelag av asfaltert grus (Ag 16), i tykkelse 3,0 cm og et nytt dekke av asfaltgrusbetong (Agb 11) i tykkelse 3,0 cm.

Forutsatt at tykkelse og materialer i forsterkningslaget er i samsvar med vegnormalenes krav, gir dette en styrkemessig tilfredsstillende oppbygning.

Dersom man av ulike årsaker ikke ønsker å fjerne det gamle grusdekket, vil en forsterkning som beskrevet ovenfor ikke være tilfredsstillende. Dersom grusdekket og det fuktmagasinerende laget består av litt telefarlig grus/sand/morene i bæreevnegruppe 4, kan følgende forsterkning da være bedre egnet:

- Slitelag, Agb 11, tykkelse 3,0 cm
- Bærelag, Ag 16, tykkelse 4,0 cm
- Forsterkningslag av kult 22/63, forkilt med Ak, tykkelse 25 cm

Dette tilfører vegoverbygningen en indeksverdi på  $9 + 12 + 27 = 48$ .

## 11.10 Eksempel på et utført forsterkningsarbeid

### *Fv. 173 hp 2 i Akershus*

Strekningen ligger sydvest for Årnes i Akershus og går på nordvestsiden av Glomma. Strekingen har betydelige kantskader. Årsdøgntrafikk i 2014 var 1400 med 10 % tunge kjøretøyer.

I dette forsterkningsprosjektet hadde man mye tilgjengelig grunnlagsdata, og det ble lagt mer vekt på dette enn på vurderinger av faktiske og normale dekkelevetider.



Figur 11.35 Kantskader på fv. 173 i Akershus (t.v.) /2/

### 11.10.1 Grunnlagsdata

#### **Oppgravingsprøver**

Oppgravingsprøver for vegstrekningen er fra 1977. Prøvene viser at materialet i grunnen er silt/leire i telefarlighetsklasse T4 og bæreevnegruppe 6. Det er i forbindelse med forsterkningsplanleggingen ikke tatt ut nye oppgravingsprøver.

#### **Dekkehistorikk**

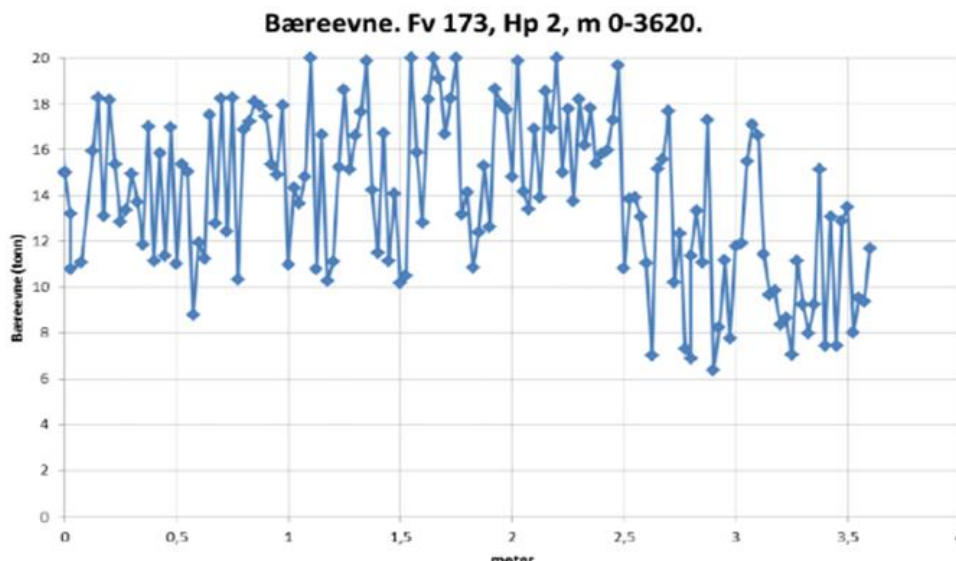
Ifølge PMS 2010 er eksisterende dekke på hele strekningen lagt i 1995. Dekket er Agb 11. Forut for dekkeleggingen ble det utført bærelagsstabilisering med fresing og anriking. Fra km 2,661 er det før dette utført dekkefornyelse i 1974 (Oljegrus), 1979 (Asfaltløsningsgrus) og 1984 (Asfaltløsningsgrus). På denne delen av strekningen har man dermed hatt en dekkelevetid på 5 år.

### Nedbøyningsmålinger

Det ble utført nedbøyningsmålinger med fallodd i mai 2012. Resultatene av disse målingene er vist i figur 11.36.

For strekningen fra km 0,0 til km 2,625 ble dimensjonerende bæreevne beregnet til 11 tonn. For å fange opp differansen mellom målt bæreevne og kritisk bæreevne i teleløsningen, ble målt bæreevne redusert med 2 tonn. Dette gir et forsterkningsbehov  $F_{diff}$  i størrelsesorden 5. På denne strekningen ble det derfor ikke utført spesielle forsterkningstiltak ut over ordinær dekkefornyelse.

For strekningen fra km 2,625 til km 3,600 ble dimensjonerende bæreevne beregnet til 7,3 tonn. Laveste beregnede bæreevne var 6,4 tonn.



Figur 11.36 Bæreevne (tonn) basert på nedbøyningsmålinger med fallodd /2/

Normalt vil man ikke kunne måle bæreevnen for en veg i den kritiske perioden, dvs. i teleløsningen. Men en vanlig forskjell mellom bæreevnen på sommer/høst, som er den vanlige måleperioden, og teleløsningen er i området 2 tonn. Med et fratrekk på 2 tonn gir dette et forsterkningsbehov  $F_{diff}$  i størrelsesorden 27 på denne delstrekningen.

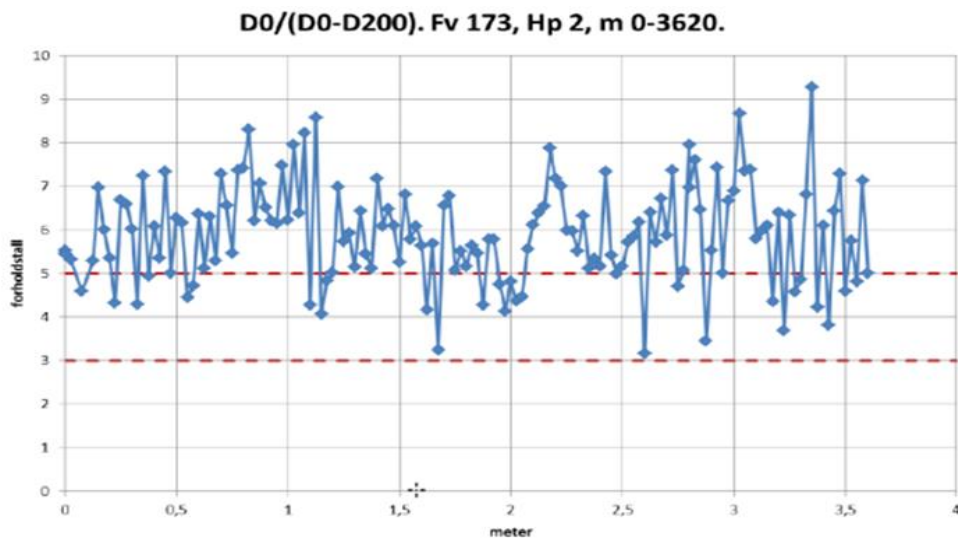
#### 11.10.2 Hvor er svakheten i konstruksjonen?

Figur 11.37 viser krumningen på nedbøyningsbassenget ved falloddsmålinger, uttrykt ved forholdet mellom  $D_0$  og differansen mellom  $D_0$  og  $D_{200}$ . For de fleste av målingene er dette forholdstallet større enn 5 og ingen forholdstall er mindre enn 3. Dette gjelder også strekningen fra km 2,625 til km 3,600.

Forholdstallet gir en indikasjon på hvor svakheten i vegoverbygningen ligger:

- |                             |  |
|-----------------------------|--|
| $D_0/(D_0-D_{200}) > 5$     | Svakhet i forsterkningslag/undergrunn («langt nede») |
| $3 < D_0/(D_0-D_{200}) < 5$ | Svakhet i bærelag/forsterkningslag («i midten»)      |
| $D_0/(D_0-D_{200}) < 3$     | Svakhet i bærelag/dekke («høyt oppe»)                |

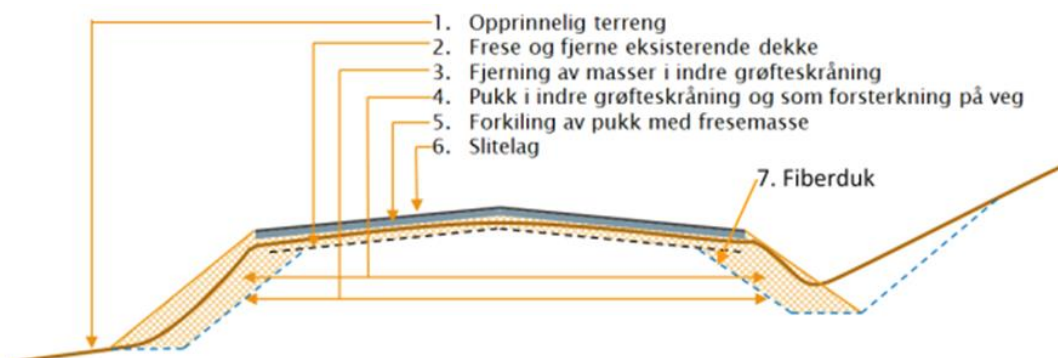
Resultatene indikerer at den største svakheten i vegoverbygningen ligger i forsterkningslag og/eller i grunnen.



Figur 11.37 Forholdet mellom nedbøyningen i lastsenteret ( $D_0$ ) og differansen mellom  $D_0$  og  $D_{200}$  gir indikasjon på hvor i vegkonstruksjonen svakheten ligger /2/

### 11.10.3 Valgt forsterkning

Vegen hadde omfattende kantskader, slik det fremgår av figur 11.35. Man valgte derfor et forsterkningstiltak som inkluderte kantforsterkning som vist i figur 11.38.



Figur 11.38 Valgt forsterkningstiltak på fv. 173 /2/

I hele vegens bredde ble forsterkningen utført slik:

- Det gamle vegdekket ble frest bort i en tykkelse på 5-6 cm.
- Det ble lagt ut et bærelag av pukk 22/63 i tykkelse minimum 120 mm, som deretter ble forkilt med knust asfalt. Forkilingen ble lagt så tykt at den fungerer som et øvre bærelag med tykkelse 5 cm.
- Det ble lagt et nytt vegdekke av Agb i tykkelse 40 mm.

I tillegg til den generelle forsterkningen ble det gjennomført en kantforsterkning på begge sider av vegen. Denne besto av fjerning av eksisterende vegoverbygning i en dybde på 40 cm og i en bredde tilsvarende vegskulder + 10 til 20 cm inn i eksisterende kjørebane. Til kantforsterkning ble valgt kult 22/120. Skråningen mellom kantforsterkning og eksisterende vegfundament ble gjort med en helning på 1:1. Det ble benyttet fiberduk mellom eksisterende vegfundament og forsterket veg hvor materialegenskapene tilsa dette.

Forsterkningen over gir følgende endring i overbygningens styrkeindeks og bærelagsindeks:

- Fjerning av gammelt vegdekke, 5 x 1,5	= -7,5
- Bærelag av forkilt pukk, 12 x 1,5	= 18,0
- Øvre bærelag av Ak, 5 cm 5 x 1,35	= 6,8
- Nytt slitelag, 4 x 3,0	= <u>12,0</u>
Totalt	= 29,3

Økningen i indeksverdier er noe større enn det som er forsterkningsbehovet ( $F_{diff} = 27$ ).

Figur 11.39 viser bilder av vegen ett år etter utført forsterkning.



Figur 11.39 Bilder fra fv. 173 ett år etter utført forsterkning /2/

## Referanser

- /1/ Statens vegvesen, *Vegbygging*, Håndbok N200, Vegdirektoratet 2014.
- /2/ Statens vegvesen, *Forsterkning av veger*, Rapport nr. 373, Vegdirektoratet 2015.
- /3/ Statens vegvesen, *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, Håndbok V221, Vegdirektoratet 2014.
- /4/ Statens vegvesen, *Geoteknisk felthåndbok*, Håndbok V222, Vegdirektoratet 2014.
- /5/ Statens vegvesen, *Skadekatalog for bituminøse vegdekker*, Håndbok V261, Vegdirektoratet 2014.
- /6/ Statens vegvesen, *Standard for drift og vedlikehold av veger*, Håndbok R610, Vegdirektoratet 2014.
- /7/ SINTEF Byggforsk, *Bruk av armering i veger*, rapport nr. SBFIN A10002, jan 2010.
- /8/ Aho S. og Saarenketo T., *Managing drainage on low volume roads*, Roadex III, 2006.
- /9/ Berntsen, G. og Saarenketo, T., *Drainage on low volume roads*, Roadex II, april 2005.
- /10/ Dawson A., *Water in Road Structures. Movement, Drainage & Effects*, Springer/COST 2009.
- /11/ Trafikverket, *Förstärkningsåtgärder*, Publikasjon 2012:050.
- /12/ Statens vegvesen, *Armering av vegdekker i Norge 1960-2005*, Teknologirapport nr. 2462.
- /13/ International Geosynthetics Society, Norge, *Geosyntetguiden*, på internettadressen: <http://www.igs norge.no/geosyntetguiden/>.
- /14/ Statens vegvesen, *Feltundersøkelser*, Håndbok R211, Vegdirektoratet 2014.



## 12 Drift og vedlikehold

### 12.1 Generelt

Når snoren er klippet og trafikken begynner å rulle på en ny vegstrekning er man over i drift- og vedlikeholdsfasen av livsløpet.

Gode planer og god byggekvalitet er en forutsetning for at kostnadene i drift- og vedlikeholdsfasen kan holdes nede. Vegplanleggerens og vegbyggerens kompetanse kommer direkte til uttrykk i det som skjer i drift- og vedlikeholdsfasen. Når vegen er ferdig bygget er det som regel ingen mulighet til å kunne gå tilbake og rette opp feil som kommer til syne, til det vil kostnadene være altfor store.

En nybygd veg skal oppfylle sin tiltenkte funksjon i mange tiår fremover. For å gjøre det er det behov for å gjennomføre ulike drift- og vedlikeholdstiltak når behovet oppstår.

En annen viktig grunn for å gjennomføre drift- og vedlikeholdstiltak er å sikre lavest mulige levetidskostnader. Rettidig drift og vedlikehold sørger for et trafikksikkert og fremkommelig vegnett, hvor de samlede kostnadene for samfunnet over tid blir lavest mulig.

Drift og vedlikehold skal bidra til å begrense miljøproblemene knyttet til veger og vegtrafikk samt til utførelsen av drifts- og vedlikeholdsoppgaver mht støy, forurensning, kultur- og naturmiljø, landskapsbilde og arealdisponeringer.

I «Standard for drift og vedlikehold av riksveger» (Håndbok R610) /1/ er følgende mål angitt for drift og vedlikehold:

<b>Framkommelighet:</b>	Lave transportkostnader og kort reisetid for alle trafikanter (gående og syklende, kollektivtrafikk, godstransport, person-transport).  God tilgjengelighet for alle trafikanter.  Spesielt for utførelse av drift/vedlikehold: Drift og vedlikehold skal utføres slik at det fører til minst mulig forsinkelser eller andre ulemper for alle trafikanter.
<b>Trafikksikkerhet:</b>	Begrense antall skadde og drepte samt materielle skader. Spesielt for utførelse av drift/vedlikehold: Drift og vedlikehold skal utføres slik at gjennomføringen ikke fører til trafikkulykker.
<b>Miljø:</b>	Begrense miljøproblemene knyttet til veger og vegtrafikk samt til utførelsen av drifts- og vedlikeholdsoppgaver mht støy, forurensning, kultur- og naturmiljø, landskapsbilde og arealdisponeringer.
<b>Universell utforming:</b>	Objekter, ruter eller strekninger etablert som en del av universell utforming av transportsystemet, skal beholde sin tiltenkte funksjon gjennom hele året. Drift og vedlikehold skal sikre at øvrige objekter, ruter eller strekninger fungerer i henhold til prinsippene for universell utforming i den grad dette er beskrevet i de spesifikke objektkravene.
<b>Service:</b>	God service overfor trafikanter og vegens naboer.
<b>Vegkapital:</b>	Samfunnsmessig optimal forvaltning av eksisterende vegkapital.

Figur 12.1 Mål for drift og vedlikehold /1/

*Drift* omfatter alle oppgaver og rutiner som er nødvendig for at vegnettet skal fungere godt for trafikantenes daglige bruk. Eksempler på driftsoppgaver knyttet til vegens overbygning er grøfterensk, slamtømming av kummer, tining av stikkrenner, høvling og støvbinding av grusdekker, lapping av faste dekker, tetting av sprekker og midlertidig avretting av telehiv.

*Vedlikehold* omfatter tiltak for å ta vare på den fysiske infrastrukturen på en måte som muliggjør trygg og effektiv transport i et lenger perspektiv. Tiltakene skal være i tråd med fastsatte kvalitetskrav som sikrer at anleggenes funksjon opprettholdes innenfor en gitt levetid.

Eksempler på vedlikeholdstiltak er reparasjon og utskifting av stikkrenner og kummer, dekkefornyelse (f.eks. reasfaltering) og utskifting og reparasjon av vegutstyr.

Enkelte ganger kan det være behov for å gjøre mer omfattende tiltak (oppgradering/modifikasjon/nybygging), utover det som defineres som vedlikehold. Slike tiltak er karakterisert ved at de ivaretar behovet av f.eks. kapasitetsøkning eller økt standard på veggen eller enkelte vegobjekter.

I praksis kan det være vanskelig å trekke nøyaktige grenser for hvor skillet går mellom drift og vedlikehold og mellom vedlikehold og oppgradering.



Figur 12.2 Grenseflater mellom drift, vedlikehold og oppgradering/modifikasjon/nybygging

Drift og vedlikehold av riks- og fylkesveger forvaltes av Statens vegvesen. Driftsoppgavene og enkelte mindre vedlikeholdsoppgaver på dette vegnettet kontraheres gjennom om lag 100 driftskontrakter, hvor det fleste har en varighet på 5 år. Resten av vedlikeholdet kontraheres i egne fagkontrakter, for eksempel vedlikehold av bruer og vegdekker. På strekninger hvor vegene er bygd ut av OPS-selskap (Offentlig Privat Samarbeid) har selskapet ansvaret for drift og vedlikehold i en lang periode (typisk 25 år) etter bygging. Kommunale veger driftes og vedlikeholdes av den enkelte kommune.

## 12.2 Sammenhengen mellom planlegging, bygging og drift/vedlikehold

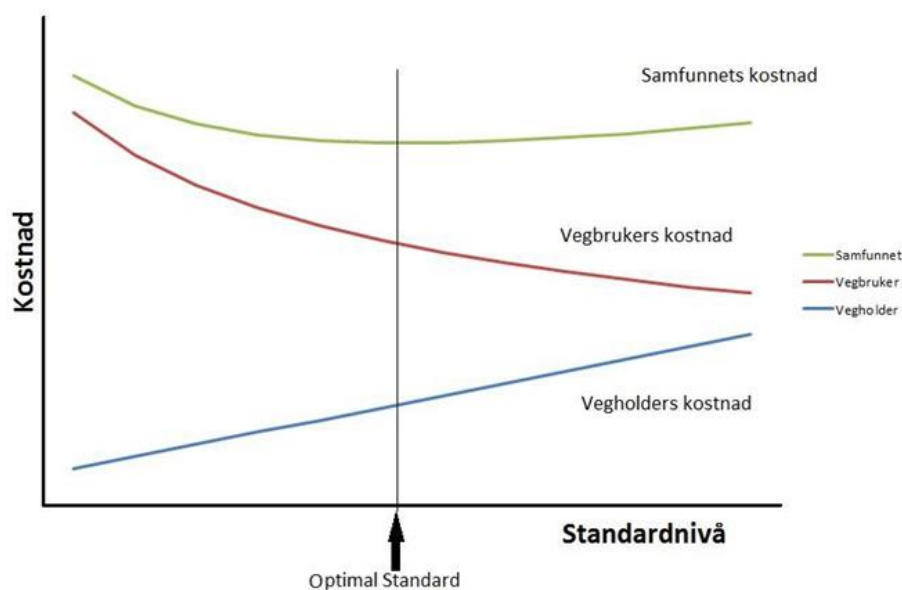
En veps livsløp består av tre faser; plan-, bygge- og driftsfasen. Det er i driftsfasen samfunnet får nytten av vegen. Sett i forhold til planleggings- og byggefasen er driftsfasen lengst. Ofte skal et veganlegg fungere i 30 - 40 år eller mer uten nevneverdige endringer forutsatt at trafikken utvikler seg normalt /2/.

Skal nytten av et nytt vegprosjekt bli god må anleggets utforming være slik at trafikken ikke forstyrres unødvendig gjennom vegens funksjonstid. Det er derfor viktig at vegen planlegges og bygges slik at behovet for senere vedlikehold er minst mulig, og at nødvendig vedlikehold kan utføres på en effektiv måte uten å forstyrre trafikken i særlig grad. Det må også være lagt opp til at driften kan gjennomføres effektivt.

En søker å minimere de totale levetidskostnadene, som er summen av alle diskonterte kostnader for vegholder, vegbrukere og andre over en definert analyseperiode (jfr. figur 12.3).

Levetidskostnader er nærmere omtalt i kapittel 4.





Figur 12.3 Prinsippkisse for levetidskostnader og optimal standard

Det er i planleggings- og byggefasen mange av premissene for de totale levetidskostnadene legges, og det er da man har størst mulighet til å påvirke disse. Det er derimot i driftsfasen den største andelen av de totale levetidskostnadene påløper. Eksempler på dette er valg av konsept, veglinje og vegoverbygning.

Valg av konsept, f.eks. undersjøisk tunnel eller bru, påvirker kostnadene for å bygge vegen, men også fremtidige trafikant- og vedlikeholdskostnader. Kostnadene som påløper i driftsfasen over flere tiår vil som regel langt overstige byggekostnadene, og premissene for disse legges i planleggingsfasen.

Valg av veglinje påvirker fremtidige trafikantkostnader, ved at kurvatur og stigning i stor grad påvirker disse.

Valg av vegoverbygning påvirker tilstandsutviklingen, som igjen påvirker både fremtidige trafikant- og vedlikeholdskostnader.

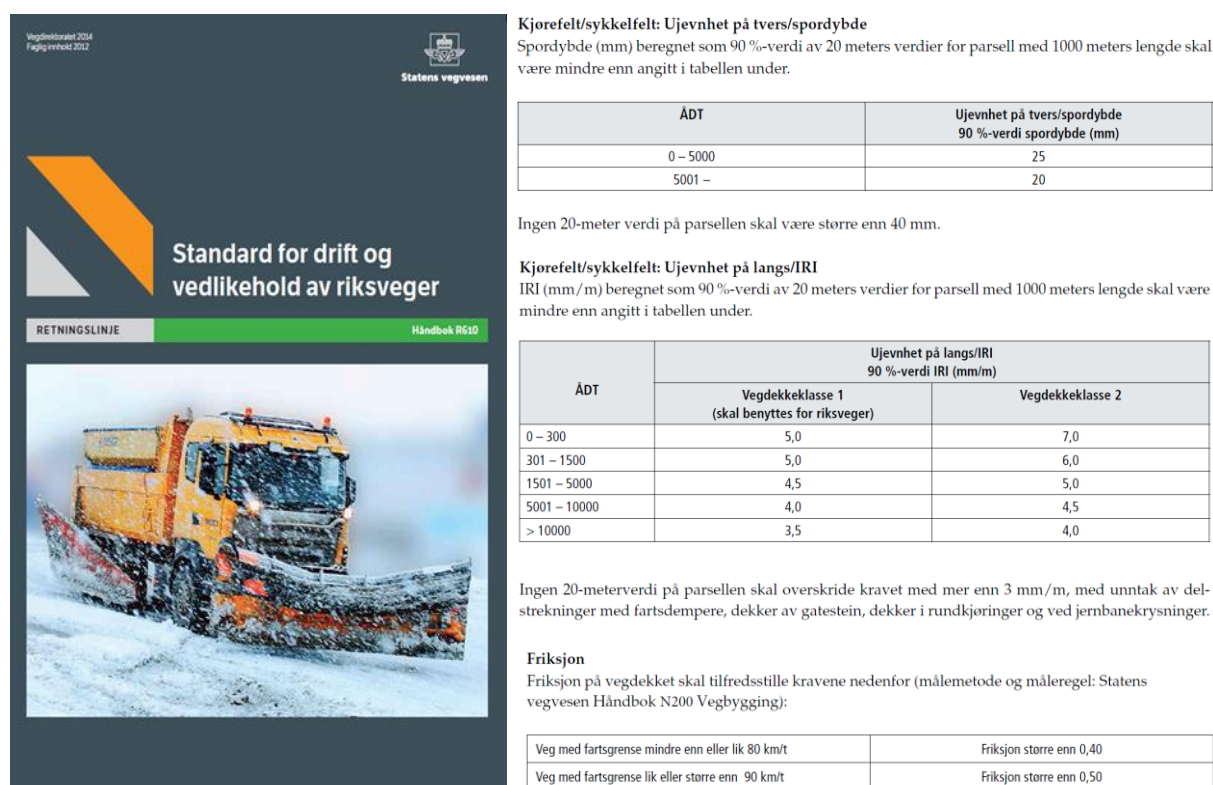
Dette vil ofte også være tilfelle for miljøpåvirkninger gjennom livsløpet. Mens analyser av totale *levetidskostnader* (livssyklus-kostnader) ofte benevnes med den engelske forkortelsen *LCC* (life-cycle costs), så benevnes gjerne en analyse av de totale miljøpåvirkninger i levetiden som en *livsløpsanalyse*. Den engelske forkortelsen *LCA* (life-cycle assessment) brukes ofte også på norsk for denne typen analyser.

### 12.3 Standard for drift og vedlikehold

Når er det nødvendig med drift- og vedlikeholdstiltak? Hvor dårlig bør vi tillate at tilstanden blir, før vi iverksetter vedlikehold av eksisterende veger? Når skal driftstiltak iverksettes?

Statens vegvesens Håndbok R610 /1/ gir retningslinjene for hvordan riksvegene i Norge skal driftes og vedlikeholdes, herunder krav til funksjon og tilstand for de ulike objektene i vegnettet. Den er tilrettelagt slik at standarden også kan brukes for fylkeskommunale og kommunale veger etter fylkeskommunens eller kommunens beslutning. Enkelte av kravene i Håndbok R610 er basert på samfunnsøkonomiske analyser, f.eks. kravene knyttet til spor- og jevnhet på vegdekker.

Eksempler på krav knyttet til vegdekke i Håndbok R610 er gitt i figur 12.4.



Figur 12.4 Eksempler på krav til vegdekke i Håndbok R610

Hensikten med Håndbok R610 er å oppnå en mest mulig jevn og optimal standard på vedlikeholdet. Trafikantene skal oppleve ensartet vedlikeholdsstandard på vegruter av samme viktighet, uavhengig av administrative grenser mellom fylker eller kontraktområder.

Håndbok R610 omfatter krav knyttet til drift og vedlikehold av veg, bru, tunnel, sideområde og sideanlegg med utstyr og installasjoner. Kravene er beskrevet dels som felles krav som gjelder alle vegobjekter og dels som krav for det enkelte vegobjekt, eller for utførelse av drift og vedlikehold.

Kravene til drift og vedlikehold av det enkelte objekt tar utgangspunkt i objektets tiltenkte funksjon.

Gjennomføring av drift og vedlikehold i henhold til kravene sikrer at objektets funksjon ivaretas til enhver tid, både på kort og lang sikt. Kravene bygges vanligvis opp med en kombinasjon av funksjonskrav, funksjonsrelaterte krav og tiltakskrav (materialkrav og metode/utførelseskrav).

Standardkravene brukes til flere formål:

- Styring fra bevilgende myndigheter (departement, fylkeskommuner) til Statens vegvesen
- Styring internt i Statens vegvesen: Vegdirektoratet => regioner => fylkesavdelinger
- Krav i kontrakter mellom Statens vegvesen som byggherre og private entreprenører
- Kommunikasjon med brukere (trafikanter)

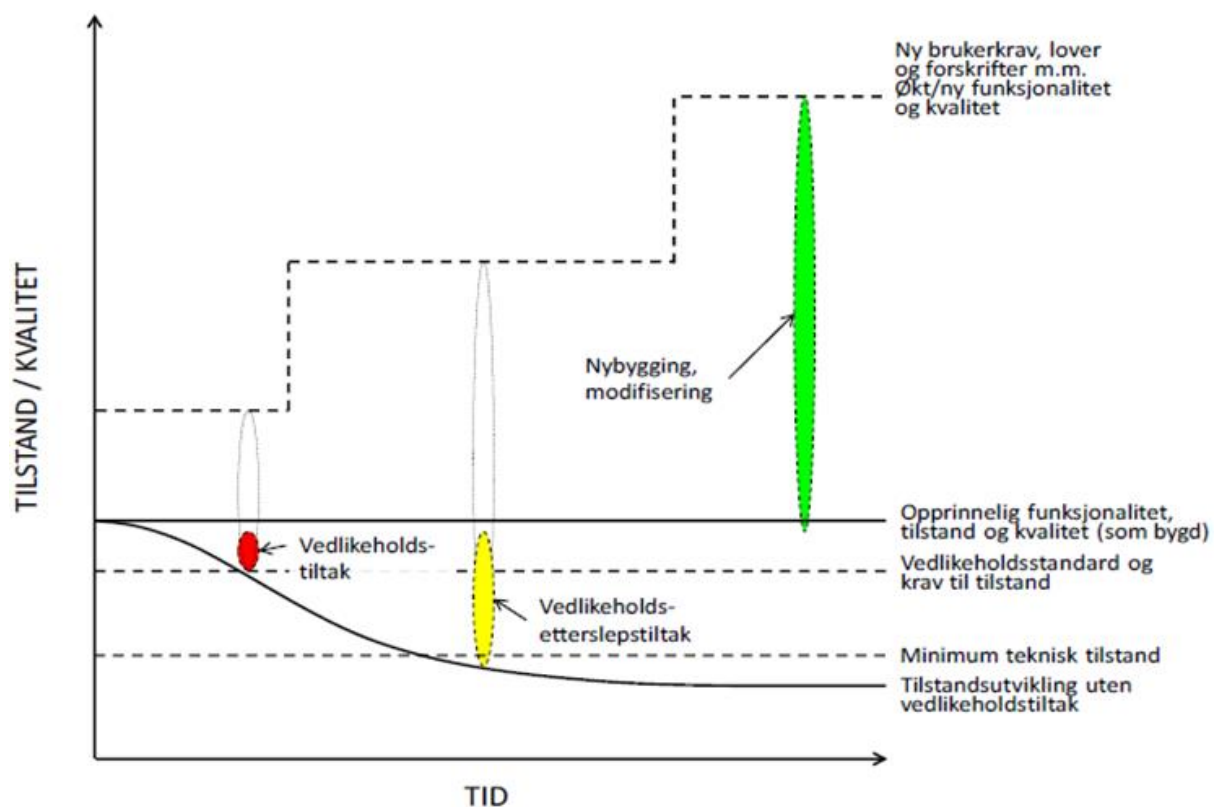
De kravene som er mest relevante i forhold til vegteknologi er de som er knyttet til vegbane og sideområde, hvor kravene til vegdekke, avvannings- og drensssystem og skredsikring er gitt. For vegdekker er det stilt krav både til fast dekke på vegbane, fortau og gang-/sykkelveg, grusdekker, steindekker samt vegdekke på trafikkdel, midtdeler mm.

Kravene til vegdekke i Håndbok R610 og aktuelle vedlikeholdsmetoder er nærmere omtalt i kapittel 6 og kapittel 7. Tilstandsregistrering er nærmere omtalt i kapittel 8.

Drift og vedlikehold av veger og gater er for øvrig også beskrevet i en egen lærebok, utgitt gjennom Statens vegvesens rapportserie /2/.

## 12.4 Vedlikeholdsetterslep

Vegobjekter som ikke tilfredsstillt kravene gitt i R610 har per definisjon et økonomisk vedlikeholdsetterslep (kostnaden for å fjerne forfall, teknisk tilstandsavvik) /3/. Begrepet *vedlikeholdsetterslep* brukes gjerne om kostnaden for å ta igjen forsømt vedlikehold, men det finnes ingen standardisert definisjon av begrepet. Definisjonen som Statens vegvesen benytter er at vedlikeholdsetterslep er kostnaden ved å bringe objektet som ikke tilfredsstillt kravene i Håndbok R610 fra sin nåværende tilstand til en tilstand hvor objektet oppfyller sin tiltenkte funksjon over en normal levetid.



Figur 12.5 Prinsippkisse vedlikeholdsetterslep /3/

Figuren over viser i prinsippet hva som regnes som vedlikeholdsetterslep. I hovedtrekk skilles det mellom drifts- og vedlikeholdstiltak som har til hensikt å opprettholde eller tilbakeføre infrastrukturens funksjon og tekniske tilstand, og investeringstiltak som nybygging, modifikasjon og mindre utbedringer som har til hensikt å forbedre eller endre funksjonen til infrastrukturen. I praksis vil det noen ganger være fornuftig å gjennomføre tiltak som er mer

omfattende enn kun å løfte tilstanden tilsvarende opprinnelig funksjonalitet, tilstand og kvalitet (som bygd).

Vedlikeholdsetterslep kan påvirke både trafikksikkerhet og framkommelighet, samt at det er dårlig økonomi for eieren av vegen å la tilstanden bli så dårlig at det krever mer omfattende og dyrere tiltak for å reparere dem. Vedlikeholdsetterslepet kan også ha negative miljømessige konsekvenser. Vedlikeholdsetterslep kan føre til problemer med gjennomføring av driftsoppgaver og gi økte driftskostnader.

En utfordring ved beregning av størrelsen på vedlikeholdsetterslepet (målt i kroner) er at det kan være mange ulike måter å fjerne vedlikeholdsetterslep på, alt fra enkle vedlikeholdstiltak til mer omfattende tiltak som forsterkning eller mer omfattende rehabilitering.



*Figur 12.6 Eksempler på veger hvor det vil kunne være fornuftig å gjennomføre mer omfattende tiltak enn kun vedlikehold (Foto: Statens vegvesen)*

Vedlikeholdsetterslepet kvantifisert i kroner kan være et viktig og nyttig grunnlag i behovsvurderinger. Det er derimot lite egnet som styringsindikator, da størrelsen ikke kun er avhengig av objektens tilstand/levetid, men også av bl.a. prisnivå og valg av tiltak og tiltaksstrategier.

## Referanser

- /1/ Statens vegvesen, *Standard for drift og vedlikehold av riksveger*, Håndbok R610, Vegdirektoratet 2012.
- /2/ Statens vegvesen, *Lærebok Drift og vedlikehold av veger*, rapport nr. 365, 2015.
- /3/ *Vedlikeholdsetterslep*, Analyse- og strategifase, Hovednotat 30. september 2014, Nasjonal transportplan 2018 – 2027.

## Vedlegg 1 – Dimensjoneringseksempler

I dette vedlegget er arbeidsprosessen ved dimensjonering av en vegoverbygning etter det norske dimensjoneringssystemet beskrevet gjennom to eksempler med ulike klimaforhold og trafikkmengder. I begge eksemplene er det krav om frostsikring av overbygningen.

I eksemplene er det vist til figurer i denne læreboka. De samme eksemplene finnes også igjen i Håndbok N200 Vegbygging (2014).

### V1.1 Arbeidsprosessen

Arbeidsprosessen består normalt av følgende punkter:

1. Bestemme om vegoverbygningen skal være frostsikret eller om dimensjoneringen bare skal ivareta en tilfredsstillende bæreevne.
2. Eventuelt fastlegge dimensjonerende frostmengder.
3. Beregne dimensjonerende trafikkbeklastning (trafikkgruppe).
4. Fastlegge nødvendig tykkelse på vegdekket.
5. Velge bærelag, ev. vurdere alternativer. Kontroll av bærelagsindeks.
6. Velge materialer i forsterkningslag og ev. også materialer til frostsikring. Alternative løsninger bør vurderes. Velge åpen eller lukket drenering, samt plassering av dreneringen.
7. Bestemme nødvendige lagtykkelser ut fra de valg som er gjort (dvs. forsterkningslag og evt. frostsikring).
8. Kontroll mot anleggstekniske forhold.
9. Kontroll av styrkeindeks. Det kan være aktuelt å gjennomføre kontrollen ut fra bæreevnegruppen til flere materialer (materialet i grunnen, frostsikringslaget og isolasjonslaget).
10. Av de alternativer som er vurdert, velge den løsning som er teknisk og økonomisk optimal.

## V1.2 Eksempel 1

### Vegstrekning

En parsell på Rv 110 i Fredrikstad, nær grensen til Råde skal legges om. Vegstrekningen som skal bygges, består av to kjørefelt, strekningsvis med forbikjøringsfelt.

Det skal etableres lukket drenering som legges frostfritt sammen med overvannsledningen.

### Forutsetninger

ÅDT i åpningsåret er satt til 8600, andel tungtrafikk er 10 %. Trafikkveksten er 4 % per år.

Grunnen består av leire med  $c_u$  lik 45 kPa.

To ulike frostsikringsalternativer skal vurderes, hhv frostsikringslag av litt telefarlig grus og isolasjonslag av skumglass.

I forsterkningslaget er det aktuelt å bruke knust fjell.

### Dimensjonerende frostmengder

Vedlegg 2 «Årsmiddeltemperatur og frostmengder» i Håndbok N200 viser for Fredrikstad kommune en årsmiddeltemperatur på 6,7 °C, en frostmengde  $F_{10}$  lik 10000 h°C og en maksimal korreksjonsfaktor på 1,21.

For vegstrekningen velges en korreksjonsfaktor lik 1,15 da strekningen ligger på grensen til Råde som har  $F_{10} = 13000$  h°C for kommunesenteret.

Dimensjonerende frostmengde blir da  $10000 \text{ h}^\circ\text{C} \cdot 1,15 = 11500 \text{ h}^\circ\text{C}$ .

### Dimensjonerende trafikkbelastning

Figur 4.30 brukes for å beregne trafikkbelastningen i dimensjoneringsperioden.

ÅDT 8600 i åpningsåret og 10 % tunge kjøretøy gir innslag i figur 4.30 på ÅDT-T lik 860 kjøretøy.

Med dimensjoneringsperiode 20 år, 4 % årlig trafikkvekst, 10 tonns tillatt aksellast og to kjørefelt gir figuren sum ekvivalente aksellastpasseringer i størrelsesorden  $N = 4,8$  mill., og en veg i trafikkgruppe E.

### Vegdekke og bærelag

Figur 4.29 angir for den aktuelle trafikkmengden et dekke bestående av 4,5 cm slitelag over 3,5 cm bindlag.

Figur 4.31 viser den norske dimensjoneringstabellen for hoved-, samle- og adkomstveger. Av tabellen ser vi her at to typer bærelag kan være aktuelle; enten 13 cm Ag eller 7 cm Ag over 9 cm Ap. I dette eksempelet velges et bærelag av 13 cm Ag.

Både vegdekke og bærelag forutsettes å bestå av varmblandet asfalt med bitumen 50/70 – 160/220 som bindemiddel.

Figur 4.20 viser lastfordelingskoeffisienter for norske vegbyggingsmaterialer. I henhold til denne figuren gir de valgte materialene følgende bidrag til bærelagsindeksen:

Slitelag:  $4,5 \text{ cm} \cdot 3,0 = 13,5$

Bindlag:  $3,5 \text{ cm} \cdot 3,0 = 10,5$

Bærelag:  $13,0 \text{ cm} \cdot 3,0 = 39,0$

Dette gir en total bærelagsindeks på  $13,5 + 10,5 + 39,0 = 63,0$ .

Figur 4.31 angir et krav til Bærelagsindeks for trafikkgruppe E på 62.

Valgt dekke og bærelag er dermed OK.

=> Samlet tykkelse på slitelag, bindlag og bærelag blir  $(4,5 + 3,5 + 13) \text{ cm} = 21 \text{ cm}$ .

### Total overbygningstykkelse, forsterkningslag og frostsikring

#### Alternativ 1: Frostsikring med litt telefarlig grus

#### Total overbygningstykkelse

Figur 9.53 omhandler frostsikring med granulære materialer. Med et frostsikringslag av litt telefarlig grus, drenert, gir figur 9.53 en total overbygningstykkelse på 1,65 m, gitt dimensjonerende frostmengde på 11500 h°C.

Denne tykkelsen skal justeres i henhold til figur 9.54 ut fra årsmiddeltemperaturen på stedet. I dette tilfellet har vi Fredrikstad med 6,7 °C. Interpolasjon i figur 9.54 gir da korreksjonsfaktoren 0,92.

Nødvendig overbygningstykkelse blir dermed  $1,65 \text{ m} \cdot 0,92 = 1,52 \text{ m}$  (inkludert slitelag og bærelag).

#### Forsterkningslag

Figur 4.19 angir bæreevnegruppe for ulike underbygningsmaterialer. Et frostsikringslag av litt telefarlig grus (dvs telefarlighetsgruppe T2) er i bæreevnegruppe 4 i henhold til figur 4.19. Dette gir ut fra figur 4.31 en tykkelse på forsterkningslaget på 70 cm (gitt en lastfordelingskoeffisient på  $a = 1,0$ ).

Det er aktuelt å bruke kult i forsterkningslaget. I henhold til figur 4.20 har vi en lastfordelingskoeffisient for kult på  $a = 1,1$ . Tykkelsen kan da reduseres til  $70 \text{ cm} / 1,1 = 63,6 \text{ cm}$ .

=> Tykkelsen på forsterkningslaget avrundes til 65 cm.

#### Frostsikringslag

Nødvendig tykkelse på frostsikringslaget for at total overbygningstykkelse skal bli 1,52 m:  
 $1,52 \text{ m} - 0,21 \text{ m} - 0,65 \text{ m} = 0,66 \text{ m}$ .

=> Tykkelsen på frostsikringslaget avrundes til 70 cm.

#### Kontroll mot anleggstekniske forhold

Vegstrekningen ligger på grunn av leire med  $c_u$  lik 45 kPa. Det må kontrolleres om tykkelsen også er tilfredsstillende ut ifra anleggstekniske forhold, se figur 4.31 og figur 9.57.

Figur 4.31 angir for  $c_u = 45 \text{ kPa}$  at det ikke er behov for ekstra forsterkningslagstykkelse pga. anleggstekniske forhold.

Kontroll mot figur 9.57 angir at nødvendig tykkelse på nedre frostsikringslag ut fra en undergrunn av leire med  $c_u$  lik 45 kPa er 60 cm.

Tykkelsen bestemt foran (70 cm) er større enn kravet til lagtykkelse ut fra anleggstekniske forhold (60 cm), og er dermed OK ut fra dette.

#### Kontroll av styrkeindeks

Dimensjoneringen må også kontrolleres i forhold til bæreevnen til leire med  $c_u$  lik 45 kPa.

Figur 4.31 angir at tykkelsen på forsterkningslaget (med  $a = 1,0$ ) over dette materialet må være 90 cm. Kravet til styrkeindeks er etter dette  $62 + 90 = 152$ .

Lastfordelingskoeffisienter for forsterkningslag og frostsikringslag hentes fra figur 4.20.

For frostsikringslaget er lastfordelingskoeffisienten for vannømfintlig materiale benyttet.

Styrkeindeks for vegkonstruksjonen:

$63 \text{ (dekke og bærelag)} + 65 \cdot 1,1 \text{ (forsterkningslag)} + 70 \cdot 0,75 \text{ (frostsikringslag)} = 187$ .

=> Kravet til styrkeindeks er oppfylt med god margin.

### ***Alternativ 2: Frostsikring med skumglass***

#### Frostsikring

Figur 9.55 omhandler frostsikring med lettklinker eller skumglass.

Av figur 9.57 fant vi over at det nedre frostsikringslagets tykkelse minst må være 60 cm tykt ut fra anleggstekniske forhold.

Ut fra figur 9.55, gitt frostmengde 11500 h°C og årsmiddeltemperatur på 6 °C, ser vi at i dette tilfellet slår kravet om minstetykkelse for isolasjonslag av skumglass på 20 cm inn (jfr. kapittel 9.5.2).

Med «baklengs bruk» av figur 9.55 ser vi at frostsikring bestående av et 20 cm tykt isolasjonslag med skumglass over et 60 cm tykt nedre frostsikringslag er tilstrekkelig for en frostmengde på 28000 h°C ved årsmiddeltemperatur 6 °C, noe som er langt over dimensjonerende frostmengde.

#### Forsterkningslag

Skumglass er i Bæreevnegruppe 4 i henhold til figur 4.19. Dette gir en tykkelse på forsterkningslaget på 70 cm etter figur 4.31.

Det er aktuelt å bruke kult i forsterkningslaget. I henhold til figur 4.20 er lastfordelingskoeffisienten for kult  $a = 1,1$ . Tykkelsen kan da reduseres til  $70 \text{ cm} / 1,1 = 63,6 \text{ cm}$ .

=> Tykkelsen på forsterkningslaget avrundes til 65 cm.

#### Kontroll av styrkeindeks

Dimensjoneringen må også kontrolleres i forhold til bæreevnen til leire med  $c_u$  lik 45 kPa.

Figur 4.31 angir at tykkelsen på forsterkningslaget over dette materialet må være 90 cm.

Kravet til styrkeindeks er etter dette  $62 + 90 = 152$ .

Lastfordelingskoeffisienter for forsterkningslag og frostsikringslag hentes fra figur 4.20.

Styrkeindeks for vegkonstruksjonen:

$63$  (dekke og bærelag) +  $65 * 1,1$  (forsterkningslag) +  $20 * 0,9$  (isolasjonslag) +  $60 * 0,75$  (nedre frostsikringslag) = 197,5.

=> Kravet til styrkeindeks er oppfylt med god margin.

#### **Oppsummering - Forslag til dimensjonering for eksempel 1**

Alternativene over gir følgende dimensjonering. For Alternativ 2 med isolasjonslag av skumglass kan det være aktuelt å vurdere om tykkelsen på nedre frostsikringslag kan reduseres ved bruk av armering eller ved å bruke lett utstyr til utlegging av nedre frostsikringslag og isolasjonslag. Frostmessig er det tilstrekkelig med et nedre frostsikringslag med tykkelse 30 cm.

	Frostsikring	
	Alternativ 1 Litt telefarlig grus	Alternativ 2 Skumglass
Slitelag	4,5 cm Ab	4,5 cm Ab
Bindlag	3,5 cm Ab	3,5 cm Ab
Bærelag	13 cm Ag	13 cm Ag
Forsterkningslag	65 cm kult 22/120 forkilt med Ak	65 cm kult 22/120 forkilt med Ak
Frostsikringslag	70 cm knust grus, litt telefarlig	
Isolasjonslag		20 cm skumglass
Nedre frostsikringslag		60 cm knust fjell, litt telefarlig
<b>Total overbygningstykkelse</b>	<b>156 cm</b>	<b>166 cm</b>



## V1.3 Eksempel 2

### Vegstrekning

En parsell på Rv 25 i Elverum kommune i Hedmark skal legges om. Vegstrekningen som skal bygges, består av to kjørefelt. Det skal etableres lukket drenering som legges frostfritt.

### Forutsetninger

ÅDT i åpningsåret er satt til 4500, andel tungtrafikk er 11 %. Trafikkveksten er 3 % per år.

Grunnen består av telefarlig silt, T4.

Et aktuelt materiale til frostsikringslag er en litt telefarlig grus, alternativet er å bruke ikke telefarlig knust fjell i både forsterkningslag og frostsikringslag.

### Dimensjonerende frostmengder

Vedlegg 2 i Håndbok N200 viser for Elverum kommune en årsmiddeltemperatur på 3,3 °C, en frostmengde  $F_{10}$  lik 29000 h°C og en maksimal korreksjonsfaktor 1,49. Vegstrekningen er i den kaldere delen av kommunen, og man velger en korreksjonsfaktor lik 1,45.

Dimensjonerende frostmengde blir da  $29000 \text{ h}^\circ\text{C} * 1,45 = 42000 \text{ h}^\circ\text{C}$ .

### Dimensjonerende trafikkbelastning

ÅDT 4500 i åpningsåret og 11 % tunge kjøretøy gir innslag i figur 4.30 på ÅDT-T lik 495 kjøretøy.

Med dimensjoneringsperiode 20 år, 3 % årlig trafikkvekst, 10 tonns tillatt aksellast og to kjørefelt gir figuren sum ekvivalente aksellastpasseringer i størrelsesorden  $N = 2,47$  mill., og en veg i trafikkgruppe D.

### Vegdekke og bærelag

Figur 4.29 angir for den aktuelle trafikkmengde et dekke bestående av 4,0 cm slitelag over 3,0 cm bindlag.

Figur 4.31 angir at flere typer bærelag kan være aktuelle; 12 cm Ag, 7 cm Ag over 8 cm Ap, 8 cm Ag over 10 cm Ak eller 6 cm Ag over 10 cm Gja.

I dette eksempelet velges et bærelag av 12 cm Ag. Både vegdekke og bærelag forutsettes å bestå av varmblandet asfalt med bitumen 50/70 – 160/220 som bindemiddel.

I henhold til figur 4.20 gir de valgte materialene følgende bidrag til bærelagsindeksen:

Slitelag:  $4,0 \text{ cm} * 3,0 = 12,0$

Bindlag:  $3,0 \text{ cm} * 3,0 = 9,0$

Bærelag:  $12,0 \text{ cm} * 3,0 = 36,0$

Dette gir en total bærelagsindeks på  $12 + 9 + 36 = 57$ .

Figur 4.31 angir et krav til Bærelagsindeks for trafikkgruppe D på 54.

Valgt dekke og bærelag er dermed OK.

=> Samlet tykkelse på slitelag, bindlag og bærelag blir  $(4 + 3 + 12) \text{ cm} = 19 \text{ cm}$ .

### Total overbygningstykkelse, forsterkningslag og frostsikring

#### Alternativ 1: Frostsikring med litt telefarlig grus

##### Total overbygningstykkelse

Figur 9.53 omhandler frostsikring med granulære materialer. Med et frostsikringslag av litt telefarlig grus, drenert, gir figur 9.53 en total overbygningstykkelse på 2,90 m, gitt dimensjonerende frostmengde på 42000 h°C.

Denne tykkelsen skal justeres i henhold til figur 9.54 ut fra årsmiddeltemperaturen på stedet.

I dette tilfellet har vi Elverum med 3,3 °C. Interpolasjon i figur 9.54 gir da korreksjonsfaktoren 1,03. Dette gir nødvendig overbygningstykkelse  $2,90 \text{ m} * 1,03 = 2,99 \text{ m}$ .

Forventet frostdybde blir altså 3,0 m. Men i henhold til figur 9.32 er det tilstrekkelig med en total overbygningstykkelse på 1,80 m for veger med ÅDT mellom 1500 og 8000 kjøretøyer.

#### Forsterkningslag

Et frostsikringslag av litt telefarlig grus (dvs telefarlighetsgruppe T2) er i Bæreevnegruppe 4 i henhold til figur 4.19. Etter figur 4.31 gir dette en tykkelse på forsterkningslaget på 60 cm.

Det er aktuelt å bruke kult (figur 4.20,  $a = 1,1$ ) i forsterkningslaget.

Tykkelsen kan da reduseres til  $60 \text{ cm} / 1,1 = 54,5 \text{ cm}$ .

=> Tykkelsen på forsterkningslaget avrundes til 55 cm.

#### Frostsikringslag

Nødvendig tykkelse på frostsikringslaget for at total overbygningstykkelse skal bli 1,80 m:

$1,80 \text{ m} - 0,19 \text{ m} - 0,55 \text{ m} = 1,06 \text{ m}$ .

=> Tykkelsen på frostsikringslaget avrundes til 110 cm.

#### Kontroll mot anleggstekniske forhold

Undergrunnen består av telefarlig silt, T4, og det må kontrolleres om tykkelsen er tilfredsstillende ut fra anleggstekniske forhold i henhold til figur 4.31 og figur 9.57 (se eksempel 1).

Figur 4.31 angir for trafikkgruppe D med silt i grunnen et krav til forsterkningslagstykkelse på 80 cm for  $c_u > 25 \text{ kPa}$ . For  $c_u < 25 \text{ kPa}$  angir figuren et tillegg på 30 cm for å ivareta anleggstekniske forhold, dvs totalt 1,10 m.

Figur 9.57 angir nødvendig tykkelse 50-110 cm på frostsikringslaget, avhengig av nivå på  $c_u$ .

Fastheten til de fleste siltjordarter vil være sterkt avhengig av vanninnholdet, udrenert skjærfasthet er ofte ikke en god parameter for dette. Et eventuelt tillegg for anleggstekniske forhold må derfor vurderes ut fra de stedlige forhold, hvor man også tar hensyn til tidspunkt på året for utførelsen, dreneringsforholdene etc.

I dette tilfellet ansees en tykkelse på 110 cm å være nødvendig.

#### Kontroll av styrkeindeks

Dimensjoneringen må også kontrolleres med hensyn til bæreevnen til silt i Bæreevnegruppe 6.

Figur 4.31 angir at tykkelsen på forsterkningslaget (med  $a = 1,0$ ) over dette materialet må være 80 cm (eller 80+30 dersom  $c_u$  er  $< 25 \text{ kPa}$ ).

Kravet til styrkeindeks er etter dette  $54 + 80 (110) = 134 (164)$ .

Lastfordelingskoeffisienter for forsterkningslag og frostsikringslag hentes fra figur 4.20.

Styrkeindeks for vegkonstruksjonen:

$57 (\text{dekke og bærelag}) + 55 * 1,1 (\text{forsterkningslag}) + 110 * 0,75 (\text{frostsikringslag}) = 200$ .

=> Kravet til styrkeindeks er oppfylt med god margin.

#### ***Alternativ 2: Frostsikring med knust fjell (samme materiale som i forsterkningslaget)***

##### Total overbygningstykkelse

Med et frostsikringslag av knust fjell, drenert, gir figur 9.53 en total overbygningstykkelse på 3,7 m, gitt dimensjonerende frostmengde  $42000 \text{ h}^\circ\text{C}$ .

Denne verdien skal justeres i henhold til figur 9.54 ut fra årsmiddeltemperaturen på stedet, i dette tilfellet  $3,3 \text{ }^\circ\text{C}$ . Interpolasjon i tabellen gir da korreksjonsfaktoren 1,07.

Dette gir nødvendig overbygningstykkelse  $3,70 \text{ m} * 1,07 = 3,96 \text{ m}$ .

Forventet frostdybde blir dermed 4,0 m. Men igjen, i henhold til figur 9.32 er det her tilstrekkelig med en total overbygningstykkelse på 1,80 m.

### Forsterkningslag

Et frostsikringslag av knust fjell er i Bæreevnegruppe 1. Dette gir en tykkelse på forsterkningslaget på 30 cm etter figur 4.31. Det er aktuelt å bruke kult (figur 4.20,  $a = 1,1$ ) i forsterkningslaget.

Tykkelsen kan da reduseres til  $30 \text{ cm} / 1,1 = 27 \text{ cm}$ . Vi velger å runde av oppover.

=> Tykkelsen på forsterkningslaget settes til 30 cm.

### Frostsikringslag

Nødvendig tykkelse på frostsikringslaget for at total overbygningstykkelse skal bli 1,80 m:  
 $1,80 \text{ m} - 0,19 \text{ m} - 0,30 \text{ m} = 1,31 \text{ m}$ .

=> Tykkelsen på frostsikringslaget avrundes til 130 cm.

### Kontroll mot anleggstekniske forhold

Tykkelsen er større enn kravet til lagtykkelse ut fra anleggstekniske forhold (110 cm), se alternativ 1 over, og dermed OK ut fra dette.

Håndbok N200 har ikke de samme kravene til knust fjell i frostsikringslag som i forsterkningslag. Som regel vil det i praksis ikke være noe behov for å utnytte disse forskjellene, derfor vil man nok her søke å legge ut et kombinert forsterkningslag og frostsikringslag med samlet tykkelse lik 160 cm.

Dersom man ut fra kravene til komprimering har behov for å legge ut det kombinerte frostsikring- og forsterkningslaget i to lag, skal tykkelsen på første lag oppfylle kravene i figur 9.57

### Kontroll av styrkeindeks

Dimensjoneringen må også kontrolleres med hensyn på bæreevnen til silt i Bæreevnegruppe 6. Figur 4.31 angir at tykkelsen på forsterkningslaget (med  $a = 1,0$ ) over dette materialet må være 80 cm (eller  $80+30$  dersom  $c_u$  er  $< 25 \text{ kPa}$ ).

Kravet til styrkeindeks er etter dette  $54 + 80 (110) = 134 (164)$ .

Lastfordelingskoeffisienter for forsterkningslag og frostsikringslag hentes fra figur 4.20.

Styrkeindeks for vegkonstruksjonen:

$57 (\text{dekke og bærelag}) + 30 * 1,1 (\text{forsterkningslag}) + 130 * 1,1 (\text{frostsikringslag}) = 233$ .

=> Kravet til styrkeindeks er oppfylt med god margin.

### **Oppsummering - Forslag til dimensjonering for eksempel 2**

Alternativene over gir følgende dimensjonering. Det blir en egen vurdering hvorvidt det er økonomisk lønnsomt å bruke et eget material i frostsikringslaget eller om samme material kan brukes i begge lag.

	Frostsikring	
	Litt telefarlig grus	Knust fjell
Slitelag	4 cm Ab	4 cm Ab
Bindlag	3 cm Ab	3 cm Ab
Bærelag	12 cm Ag	12 cm Ag
Forsterkningslag	55 cm kult 22/120 forkilt med Ak	30 cm knust fjell 0/90 (ev. forkilt med Ak)
Frostsikringslag	110 cm knust grus, litt telefarlig	130 cm knust fjell 0/90
<b>Total overbygningstykkelse</b>	<b>184 cm</b>	<b>179 cm</b>



Statens vegvesen  
Vegdirektoratet  
Publikasjonsekspedisjonen  
Postboks 8142 Dep 0033 OSLO  
Tlf: (+47 915) 02030  
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

**Trygt fram sammen**